



**HAL**  
open science

# Étude de l'infrastructure d'un bâtiment vis-à-vis l'éventuelle remontée d'eau souterraine (crue) et la mitoyenneté des bâtiments existants

Houssam Diab

► **To cite this version:**

Houssam Diab. Étude de l'infrastructure d'un bâtiment vis-à-vis l'éventuelle remontée d'eau souterraine (crue) et la mitoyenneté des bâtiments existants. Structures. 2015. dumas-01664812

**HAL Id: dumas-01664812**

**<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01664812>**

Submitted on 15 Dec 2017

**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.

# CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET MÉTIERS

## ISAE - CENTRE ASSOCIÉ DU LIBAN

---

### MÉMOIRE

Présenté en vue d'obtenir  
Le DIPLOME d'INGENIEUR CNAM

### SPECIALITÉ : GÉNIE CIVIL

OPTION : BÂTIMENT

UA5M66

Par

Houssam DIAB

---

## **Étude de l'infrastructure d'un bâtiment vis-à-vis l'éventuelle remontée d'eau souterraine (Crue) et la mitoyenneté des bâtiments existants**

Soutenu le 28/11/2015

### JURY

PRÉSIDENT :	Francis GUILLEMARD	Professeur Titulaire de la chaire BTP
MEMBRES :	Elias HACHEM	Directeur CNAM centre de LIBAN
	Marwan EL RASSI	Chef département de Génie civil
	Rawad ASSAF	Tuteur - Professeur de Génie civil

## Remerciements

Tout d'abord, j'aimerais exprimer ma gratitude envers tous ceux qui, directement ou indirectement, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

De prime abord, j'adresse mes remerciement au conservatoire national des arts et des métiers CNAM centre de LIBAN, représenté par son directeur M. le docteur Elias EI HACHEM pour m'avoir accueilli durant mes années universitaires.

Un merci tout particulier à Monsieur le Professeur Francis GUILLEMARD pour ses précieux conseils et pour le temps qu'il m'a consacré.

M. Rawad ASSAF est notablement remercié de son ouverture d'esprit, de sa confiance et de sa disponibilité quasi inconditionnelles. Après avoir dirigé mon mémoire, il m'a particulièrement accordé durant cette période une confiance qui s'est concrétisée par une large marge de liberté à remanier le plan et à consulter d'autres enseignants en vue d'enrichir mon parcours scientifique.

A ce sujet, ma gratitude s'adresse à tous ceux sans qui ce mémoire n'aurait pas été ce qu'elle est. Merci aux enseignants que j'ai eu la chance de connaître durant mes étude. Je pense, en particulier, à M. Marwan EI RASSI, Chef département de Génie civil au CNAM centre de LIBAN, pour sa sagesse et sa disponibilité durant mes années d'études.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance envers M<sup>me</sup> Zeina EL RIACHY qui a eu la gentillesse de lire et corriger ce travail.

J'exprime ma gratitude à M. Ahmad LAKIS, directeur général AES-BET, pour ses conseils et son encadrement.

Je remercie fortement M. Khalil KARAM, Chef du B.E.T. AES-LIBAN et responsable de mon projet, pour sa disponibilité et ses conseils qui m'ont toujours permis de me poser de nouvelles questions et ainsi d'avancer dans mon projet.

Je voudrais remercier mes chers parents, beaux-parents et tous les membres de ma famille, qui, de près ou de loin, ont toujours su m'offrir soutien, encouragement et affection.

Plus particulièrement, Je souhaite remercier ma femme qui m'a soutenu sans condition pendant ces années d'études et qui n'a pas hésité des sacrifices pour la réussite de ce projet. Mes remerciements sont également à mes enfants, merci pour leur tolérance et leur compréhension.

## Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude statique d'un bâtiment qui sera construit dans une zone en présence d'un risque de remontée d'eau souterraine et dans un environnement urbanisé.

La première partie porte sur la remontée de l'eau souterraine en période de crue, les effets engendrés, l'impact sur la structure au niveau de résistance et à la stabilité globale. En conséquence le choix de système de fondations à adopter, les précautions à prendre en compte au niveau de calcul et la stabilisation de la structure vis-à-vis le risque de soulèvement.

La seconde partie porte sur les voiles contre terre des sous-sols, les types courants et le choix à adopter vis-à-vis la mitoyenneté des rues, des bâtiments existants et la présence de nappe d'eau sollicitant ces parois.

### Mots - Clés :

Crue - Système de Fondations - Soulèvement – Voiles Contre Terre.

## Abstract

This thesis focuses on the static study of a building that will be built in an area in the presence of a risk of rising groundwater table and in an urban environment.

The first part focuses on the rise of groundwater during floods, the generated effects, the impact on the structure through its resistance and its overall stability, and the choice of foundation system to adopt and precautions taken into account in calculation and the structure stabilization in front of loss of static equilibrium.

The second part focuses on the basement walls, common types and the choice to adopt facing the adjoining streets, existing buildings and the presence of groundwater affecting these walls.

### Keywords:

Flood – Foundation System – Static equilibrium – Basement walls

## Sommaire

Remerciements.....	1
Résumé.....	2
Liste des abréviations .....	6
Glossaire.....	7
Introduction .....	8
<b>1. Les crues effets et remèdes.....</b>	<b>9</b>
1.1. Définition .....	9
1.2. Causes et effets .....	9
1.3. Les remèdes .....	11
1.4. La prévention .....	13
<b>2. Travaux de Cuvelage.....</b>	<b>14</b>
2.1 Définition .....	14
2.2 Aspect réglementaire .....	14
2.3 Procédés .....	14
2.4 Niveaux des eaux souterraines.....	15
2.5 Action des eaux souterraines.....	15
2.6 Combinaisons d'actions selon le DTU 14.1 et l'Eurocode 0.....	15
2.7 Etat limite de service par limitation des contraintes .....	18
2.7.1 Limitation de la contrainte de traction des aciers .....	19
2.7.2 Limitation de la contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue .....	21
<b>3. Calcul d'un radier soumis à la poussée hydrostatique .....</b>	<b>23</b>
3.1 Définition générale .....	23
3.2 Etude d'un radier .....	23
3.3 Etude manuelle d'un radier rigide .....	24
3.3.1 Hypothèses simplificatrices .....	24
3.3.2 Justification du choix .....	25
3.3.2.1 Charges gravitaires descendantes.....	25
3.3.2.2 Dimensionnement du radier .....	28
3.3.2.3 Vérification du radier au poinçonnement.....	29
3.3.2.4 Charges ascendantes dues à la poussée hydrostatique.....	31
3.3.2.5 Maitrise de la fissuration.....	32
3.4 Calcul radier par éléments finis .....	33
3.4.1 Hypothèses de calcul .....	33
3.4.2 Modélisation .....	34
3.4.3 Exploitation des résultats .....	34
3.4.4 Déformation.....	34
3.4.5 Calcul et ferrailages.....	34
3.5 Equilibre statique - Vérification au soulèvement .....	35
3.5.1 Hypothèses de calcul .....	35

<b>4. Etude de cas : radier soumis à la poussée hydrostatique</b>	<b>36</b>
4.1 Le projet	36
4.1.1 Matériaux	38
4.2 Hypothèses de calcul	39
4.2.1 La Descente de charge	40
4.3 Calcul manuel du radier	43
4.3.1 Charges gravitaires descendantes	43
4.3.2 Dimensionnement du radier	45
4.3.3 Charges ascendantes dues à la poussée hydrostatique	48
4.3.4 Choix retenu	50
4.4 Equilibre statique - Vérification au soulèvement	51
4.4.1 Vérification de la structure	51
4.5 Calcul radier par élément finis	52
4.5.1 Modélisation	52
4.5.2 Exploitation des résultats	54
4.5.3 Déformation	54
4.5.4 Calcul et ferrailages	54
4.5.5 Détermination des Charges ascendantes à compenser	61
<b>5. Etude de cas : Stabilisation de la structure</b>	<b>62</b>
5.1 Micropieux en traction	62
5.1.1 Définition	62
5.1.2 Justification de la portance des micropieux	63
5.1.3 Justification de la stabilité à la traction	64
5.1.4 Définition des armatures	66
5.1.5 Calcul barres « bateau »	66
5.2 Lestage, épaissement radier	69
5.3 Stabilisation par Poutre-Voile	70
5.4 Choix retenu	72
<b>6. Voiles contre terre</b>	<b>74</b>
6.1 Définition	74
6.2 Fonctions	74
6.3 Paroi de soutènement	75
6.3.1 Exécution de fouilles à proximité d'un ouvrage	75
6.3.2 Paroi berlinoise et lutécienne	77
6.3.3 Paroi Parisienne et moscovite	79
6.3.4 Paroi moulée	81
6.3.5 Remarques sur les parois de soutènement	84
6.3.6 Voiles par passes alternées	85
<b>7. Etude de cas : Voiles par passes alternées</b>	<b>92</b>
7.1 Le projet	92
7.2 Choix - paroi de soutènement	93

7.3	VPP à proximité des rues.....	94
7.3.1	Hypothèses de calcul .....	94
7.3.2	Etude du VPP en phase provisoire .....	94
7.3.3	Etude du VPP à l'état final .....	100
7.4	VPP à proximité du bâtiment existant .....	105
7.4.1	Etude du VPP en phase provisoire .....	107
7.4.2	Etude du VPP à l'état final .....	112
	CONCLUSION .....	115
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	117
	Liste des figures.....	119
	Liste des tableaux.....	121
	Liste des Annexes.....	122

## Liste des abréviations

**ADETS**: Association Technique pour le Développement de l'Emploi du Treillis Soudé

**B.E.T.** : Bureau d'étude technique

**BN** : Bande noyée

**CCTP** : Cahier des clauses techniques particulières

**DPM** : Document particulier du marché

**DTU** : Document Technique Unifié

**EB** : Eau basse

**EC2** : Eurocode 2 pour calcul des structures en béton

**EE** : Eau exceptionnelle

**EH** : Eau haute

**ELS** : Etat limite service

**ELU** : Etat limite ultime

**HA** : Haute adhérence

**IGU** : Injection globale et unitaire

**IRS** : Injection répétitive et sélective

**Joint WS** : Joint water-stop

**MP** : Micropieu

**PH** : Plancher haut

**PV** : Poutre-voile

**RDC** : Rez-de-chaussée

**VPP** : Voiles par passes alternées

## Glossaire

**Affaissement** : Baisse du niveau du sol due à un tassement ou à un effondrement souterrain. *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 03/08/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).*

**Anisotrope** : Qui possède des caractéristiques (mécaniques, physiques, etc.) différentes selon la direction considérée. *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 01/08/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).*

**Captage** : Dispositif de recueillement des eaux d'une source ou de prélèvement dans un cours d'eau. *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 22/07/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).*

**Delaunay** : Boris Delaunay (1890-1980) mathématicien russe a inventé la triangulation de Delaunay, tel qu'un ensemble P de points du plan est une triangulation DT (P) telle qu'aucun point P n'est à l'intérieur du cercle circonscrit d'un des triangles de DT(P). *Selon WIKIPEDIA, consulté le 29/07/2015 disponible sur [www.wikipédia.com](http://www.wikipédia.com).*

**Étiage** : Etat d'un cours d'eau ou d'une source à son plus bas niveau, quand le débit est le plus faible. *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 24/07/2015 disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).*

**Exhaure** : Evacuation des eaux d'infiltration hors mine ou d'une carrière, par canalisation et pompage. *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 22/07/2015 disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).*

**Imperméabilisation** : (n.f) Désigne un revêtement imperméable mais qui, contrairement à un revêtement d'étanchéité, ne résiste pas à une fissuration de son support. *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 22/07/2015 disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP)*

**Limnimètre** : est un équipement qui permet l'enregistrement et la transmission de la mesure de la hauteur d'eau (en un point donné) dans un cours d'eau. *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 22/07/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).*

**Madriers** : (n.m) Bois scié et déligné de section rectangulaire, dont le rapport des côtés est compris entre 2 et 3, et de dimensions comprises entre 75 x 205 mm et 105 x 225 mm. *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 06/08/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).*

**Réamorçage** : (n.m.) réinitialisation. *Selon Larousse 2015, consulté le 22/07/2015, disponible sur : [www.larousse.fr](http://www.larousse.fr)*

**Saumâtres** : Dont le goût est celui de l'eau de mer mêlée d'eau douce. *Selon Larousse 2015, consulté le 25/07/2015, disponible sur : [www.larousse.fr](http://www.larousse.fr)*

**Section homogénéisée** : Se dit d'une section en béton armé ou précontraint considérée comme la section d'un matériau homogène, utilisée pour le calcul de sa résistance, et dans laquelle la section d'acier est multipliée par le coefficient d'équivalence (quotient du module de déformation de l'acier et de celui du béton). *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 28/07/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP)*

## Introduction

Lorsque la rivière est en crue (montée rapide du niveau du fleuve), l'onde de crue de la rivière se propage dans les terrains, ce qui va engendrer des efforts déstabilisateurs au sein de la structure. Simultanément, cette action demande une attention particulière au niveau de calcul des éléments structuraux de l'infrastructure vis-à-vis les normes en vigueur. De là, la conception adéquate d'une infrastructure de bâtiment est avant tout liée à une étude géotechnique et hydrogéologique de la parcelle suffisamment précise.

Dans le cadre du présent mémoire d'ingénieur CNAM, nous avons choisi d'élargir nos connaissances en traitant les aspects suivants :

Nous aborderons en première partie les causes et les effets de la remontée d'eau souterraine sur les nouveaux bâtiments, ainsi que les remèdes passifs (reprise en sous-œuvre) pour s'affronter aux ces effets, d'où le choix de système de fondation à retenir, les travaux de cuvelage nécessaires pour protéger les éléments structuraux pouvant être submergés et comment les stabiliser vis-à-vis le risque de soulèvement

Dans le but d'enrichir cette partie, nous étudierons le cas d'un bâtiment qui sera construit au droit de la Seine, l'infrastructure de ce bâtiment est non inondable. D'où l'étude sera orientée vers le système des fondations, et le choix retenu face à la remontée d'eau éventuelle, ainsi qu'aux précautions à prendre en compte vis-à-vis cette remontée sur la zone patio s'arrêtant au RDC, et la façon de stabiliser cette zone.

Dans une seconde partie, nous étudierons les types courants et les techniques utilisées pour la mise en œuvre des voiles contre terre des sous-sols pour des fouilles à proximité des mitoyens.

Egalement dans cette partie, il y aura une étude de cas, des voiles contre terre à proximité des mitoyens et des routes sur les différents côtés du bâtiment. Une comparaison sera faite au niveau du choix de type des voiles à retenir selon des critères en relation avec le besoin de l'infrastructure de ce bâtiment.

De ce fait, le dernier chapitre portera sur l'étude des voiles par passes alternées (VPP) adoptées pour ce bâtiment à proximité des mitoyens et des rues, en même temps les sous-sols sont non inondables, d'où ces parois devront résister aux effets d'une éventuelle poussée hydrostatique.

# 1. Les crues effets et remèdes

## 1.1. Définition

La crue est un accroissement du débit et de la hauteur d'eau en écoulement d'un cours d'eau, pouvant provoquer un débordement de son lit mineur et par conséquent une inondation de zones plus ou moins éloignées des rives, définissant une zone inondable.



Figure 1 – Rivière s'écoulant dans son lit mineur

On entend par crue centennale, c'est une crue théorique estimée à partir de l'étude des crues passées et qui a une chance sur cent de se produire chaque année. Et qui peut être estimée en disant que la crue centennale se produit en moyenne dix fois par millénaire.

## 1.2. Causes et effets

Selon le bureau de recherches géologiques et minières Française (BRGM), La crue débute lorsque le «niveau critique de crue» est atteint, c'est le seuil indicateur d'un limnimètre<sup>1</sup> fixe à partir duquel le débordement du cours d'eau commence à provoquer des dommages en un point quelconque du bief amont.

Lors des grandes crues, la rivière occupe la totalité de son lit majeur.

<sup>1</sup> Limnimètre : Désigne tout appareil permettant de repérer une hauteur d'eau dans un cours d'eau ou dans un puits. Selon Le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 22/7/2015 disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).



Figure 2– Rivière s'écoulant dans son lit majeur

Egalement lorsque le sol est saturé d'eau, la nappe affleure et inonde les terrains bas  
 → remontée de nappe



Figure 3 – Aperçu remontée de nappe

Selon le site [www.risquemajeurs.fr](http://www.risquemajeurs.fr) « les inondations constituent un risque majeur sur le peuple dans le monde entier (environ 20000 morts par an). En raison de pressions économiques, sociales, foncières ou encore politiques, les cours d'eau ont souvent été aménagés, couverts, déviés, augmentant ainsi la vulnérabilité des hommes et des biens ».

A ce jour, la prévention et les remèdes sont les outils utilisés pour s'affronter à ce risque majeur, surtout à travers la maîtrise de l'urbanisation en zone inondable.

Dont nous distinguons deux types de causes :

#### a) Les causes naturelles

La crue apparaît souvent après de fortes pluies en amont dans le bassin versant, plus rarement lors de la fonte des neiges ou par réamorçage<sup>2</sup> d'un siphon karstique ou exceptionnellement quand une fracture terrestre profonde libère des nappes phréatiques. Liées

<sup>2</sup> Réamorçage : (n.m.) réinitialisation, Selon Larousse 2015, consulté le 22/07/2015, disponible sur : [www.larousse.fr](http://www.larousse.fr)

à des caractéristiques météorologiques et géomorphologiques propres à chaque site, les crues sont un phénomène naturel très suivi dans l'Histoire.

### *b) Les causes humaines*

La croissance économique a impliqué une intervention sans cesse croissante de l'homme sur le milieu souterrain. Les aménagements de surface, tout comme les activités touchant au sous-sol et en particulier à l'eau souterraine, peuvent parfois avoir des conséquences fatales sous la forme de remontées de nappes. Celles-ci s'expriment soit par des inondations, soit par l'ennoyage d'édifices souterrains entraînant l'apparition de désordres dans la stabilité des constructions elles-mêmes et de leur environnement, illustrés par les exemples qui suivent.

- Les remontées d'eau liées aux arrêts de pompage
- Les remontées d'eau liées aux aménagements hydrauliques (barrage, canaux) et d'infrastructure urbaine.

## **1.3. Les remèdes**

Pour s'affronter aux effets de la remontée d'eau souterraine, le BRGM dans son publication, « REMONTÉES DES NAPPES D'EAU SOUTERRAINE CAUSES ET EFFETS, (1983) », a classé les remèdes appliqués pour protéger les structures submergées ou en risque de submersion en deux catégories:

### *a) Les remèdes actifs*

Ces techniques consistent à abaisser le niveau de la nappe d'eau au moyen d'ouvrages de captage<sup>3</sup>.

Selon le mode d'exhaure, les ouvrages de captage peuvent être classés en deux groupes :

- puits et forages avec exhaure<sup>4</sup> par pompage → rabattement par pompage

---

<sup>3</sup> Captage : Dispositif de recueillement des eaux d'une source ou de prélèvement dans un cours d'eau, *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 22/07/2015 disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).*

<sup>4</sup> Exhaure : Evacuation des eaux d'infiltration hors mine ou d'une carrière, par canalisation et pompage, *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 22/07/2015 disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).*

- drains et galeries avec exhaure par écoulement gravitaire → rabattement par drainage.

### *b) Les remèdes passifs*

Lorsque la solution du rabattement par pompage ou drainage sera laborieuse pour des raisons techniques ou financières. Il sera davantage de passer la protection des bâtiments par une reprise en sous-œuvre. D'où l'intervention ne se fait plus sur la nappe mais sur l'infrastructure du bâtiment. En général, les désordres observés dans de telles situations s'expriment le plus souvent par des inondations et posent donc des questions d'étanchéité et de flottabilité, donc de stabilité.

Les remèdes passifs consistent à réaliser un cuvelage étanche des sous-sols submergés. Cette technique s'avère toujours très coûteuse en raison des difficultés d'intervention propres au travail en sous-œuvre. Son coût est considérable en regard de celui de l'étude hydrogéologique préventive qui aurait permis, à partir des historiques piézométriques et d'un modèle, de fixer la hauteur du cuvelage à réaliser en cours de construction du bâtiment.

Autrement, il est très important de faire attention aux problèmes de stabilité du bâtiment étudié qui est soumis à la poussée d'Archimède de plus en plus importante au fur et à mesure de la montée de la nappe. La force ascendante engendrée par la poussée hydrostatique peut devenir importante par rapport au poids de l'ouvrage et se traduire par l'apparition de fissures nuisibles à la solidité de l'édifice. Ces doubles problèmes de cohésion et de stabilité sont combattus par les deux techniques suivantes : Lestage et Ancrage.

- Le lestage se fait par l'intermédiaire du radier dont on va augmenter l'épaisseur afin d'alourdir le bâtiment. Toutefois, cette technique ne peut être utilisée que lorsque les sous-pressions à combattre sont faibles, c'est-à-dire inférieurs à  $1\text{t/m}^2$  (l'épaisseur du radier ne peut être considérablement augmentée).
- L'ancrage consiste à solidariser le bâtiment étudié à une masse suffisante de terrain pour que celui-ci joue le rôle de lest. Les techniques utilisées relèvent de la mise en place dans les terrains sous-jacents d'ancrages passifs (boulons scellés) ou d'ancrages précontraints (micropieux) dont les têtes sont solidaires d'un radier armé.

## 1.4. La prévention

Certainement, la maîtrise d'œuvre et/ou l'hydrogéologue n'auront pas la possibilité de deviner et de décrire à l'avance toutes les remontées de nappe. Il est évident que certaines remontées auront toujours une origine accidentelle au sens statistique du terme. Celles-ci seront donc imprévisibles.

En revanche, ils peuvent intervenir de manière préventive sur un bon nombre d'autres cas. Ces actions préventives se classent en deux groupes.

- Le groupe des mesures préventives directes. Elles servent à limiter la remontée de la nappe.

- Le groupe des mesures préventives indirectes servent à estimer et quantifier l'évolution de la remontée de nappe dans le temps et dans l'espace. Ce sont des mesures qui visent à optimiser la protection de l'environnement contre des remontées de nappe artificielles ou naturelles mais visant aussi à concevoir ou choisir les techniques de construction appropriées dans le cadre d'un aménagement du sous-sol. Il s'agit d'études prévisionnelles plus ou moins complexes suivant les facteurs qui sont la cause de la remontée.

Dans ce mémoire, nous nous intéressons à nous opposer aux effets des crues par intervention en sous-œuvre « remèdes passifs » et par des mesures préventives indirectes, d'où les choix de système de fondations sera pour un radier cuvelé et étudié vis-à-vis les charges gravitaires et ascendantes, de même les voiles contre terre des sous-sols seront cuvelés et étudiés en prenant en compte la poussée d'Archimède sollicitant ces parois, tout en vérifiant la stabilité globale de la structure étudiée vis-à-vis le risque de soulèvement due à la poussée hydrostatique.

## 2. Travaux de Cuvelage

Ce chapitre expose le cuvelage et décrit les précautions à prendre en compte dans les calculs des infrastructures en contact avec une nappe d'eau selon le DTU14.1 et/ou l'Eurocode.

### 2.1 Définition

Le cuvelage désigne à la fois les matériaux et les techniques utilisés pour consolider une construction souterraine et créer une protection étanche contre les eaux et les infiltrations par pression hydrostatique.

### 2.2 Aspect réglementaire

Aujourd'hui, la règle en vigueur en France définissant les méthodes de calculs des infrastructures en contact avec une nappe d'eau est le DTU 14.1 « travaux de cuvelage », qui est une particularité française. Ce DTU 14.1 est établi en respectant les recommandations de BAEL 91. Il définit des règles supplémentaires essentielles au calcul de l'enveloppe structurelle soit au niveau de limitation des contraintes des matériaux utilisés, soit au niveau des dispositions constructives minimales.

L'EC0 et l'EC7 précisent la façon de prendre en compte les niveaux d'eau en combinaison. Cependant, au niveau de cuvelage aucune règle de calcul complémentaire des armatures n'est précisée dans l'EC2.

### 2.3 Procédés

La construction d'une infrastructure étanche peut être réalisée de plusieurs manières. Il se compose, en général, d'une enveloppe structurelle complétée éventuellement par des systèmes d'étanchéité.

Le DTU 14.1 « travaux de cuvelage » définit trois méthodes permettant d'exécuter un cuvelage. Il présente les conditions de la réalisation des parties immergées des bâtiments.

Ces trois méthodes sont :

- Cuvelage à structure relativement étanche.
- Cuvelage avec revêtement d'imperméabilisation.
- Cuvelage avec revêtement d'étanchéité.

## 2.4 Niveaux des eaux souterraines

Il est très important de connaître et de prévoir les variations des niveaux d'eau pour la conception structurelle du projet.

Les différents niveaux d'eau de la nappe qui doivent être présentes dans les pièces écrites d'un tel projet, risqué par une remontée d'eau souterraine, sont notés ci-dessous :

- EB : niveau des basses eaux correspondant au niveau d'étiage<sup>5</sup>, considéré comme permanent.
- EH : niveau des hautes eaux correspondant à l'amplitude de la crue décennale.
- EE : niveau des eaux exceptionnelles ou des plus hautes eaux qui désigne la crue centennale.

## 2.5 Action des eaux souterraines

- ❖ Selon les niveaux de l'eau le DTU 14.1 définit leurs actions sur la structure.

Tab. 1 – Niveaux des eaux souterraines suivant le DTU 14.1

Niveau de l'eau	Niveau EB	Entre EB et EH	Entre EB et EE
Types de charges	Permanent	Variables	Action accidentelle physiquement bornée
Action	(EB)	(EH-EB)	(EE-EB)
Notation DTU 14.1	$G_w$	$Q_w$	$F_w$

- ❖ Selon L'Eurocode 0 « Les actions dues à l'eau dans le sol sont définies à travers les situations de projet correspondant aux niveaux définis dans les documents particuliers du marché.

*Sauf cas particuliers, le poids volumique de l'eau douce est pris égal à 10 kN/m<sup>3</sup> et, pour former les combinaisons d'actions, les actions dues à l'eau sont traitées comme des actions permanentes même si elles ne sont pas, en toute rigueur, des actions permanentes selon la définition de la norme, leur caractère variable étant pris en compte par l'intermédiaire des différentes situations. »*

## 2.6 Combinaisons d'actions selon le DTU 14.1 et l'Eurocode 0.

### a) A l'ELU

<sup>5</sup> Etiage : Etat d'un cours d'eau ou d'une source à son plus bas niveau, quand le débit est le plus faible. Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 24/07/2015 disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).

❖ Selon DTU 14.1

Tab. II – Combinaisons d'actions fondamentales suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)

Combinaisons fondamentales	Actions permanentes		Action variable dominante	Action variable d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principale	Autres
Action variable dominante (eau)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Qw} Q_w$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,5 $Q_w$ (ou 0 si favorable)	1,3 $\psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

Avec  $\psi_{0,1} = 0.77$

Tab. III – Combinaisons d'actions accidentelles suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)

Combinaisons accidentelle	Actions permanentes		Action accidentelle	Action variable d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principale	Autres
Action accidentelle (eau)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Qw} F_w$	$\gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
	1,0 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,0 $F_w$	1,0 $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	1,0 $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

❖ Selon Eurocode 0

Tab. IV – Combinaisons d'actions fondamentales suivant l'Eurocode 0 (STR/GEO) (Ensemble B)

Combinaisons fondamentales	Actions permanentes		Eau	Action variable dominante	Action variable d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables			Défavorables	Principale
Action variable dominante (eau)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Fw} F_w$ avec $F_w$ niveau car. (EH)	$\gamma_{Qw} Q_w$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1.2 $F_w$	1,5 $Q_w$ (ou 0 si favorable)	sans objet	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

Pour les combinaisons d'actions accidentelles, l'Eurocode ne définit pas des combinaisons claires.

## b) A l'ELS

### ❖ ELS d'ouverture de fissures

A ce jour, les combinaisons ELS ne sont pas formulées dans les Eurocodes ou l'eau est l'action dominante et en présence de cuvelage.

Selon l'Eurocode 2 « en l'absence d'exigences spécifiques (étanchéité à l'eau par exemple), on peut admettre, pour la combinaison quasi-permanente de charges que la limitation des ouvertures calculées des fissures aux valeurs  $w_{max}$  du Tableau (EC2-7.1N, cf. Tab.10) sera généralement satisfaisante du point de vue de l'aspect et de la durabilité dans le cas des éléments en béton armé dans les bâtiments. »

Les combinaisons du DTU 14.1 pour le calcul d'ouvertures de fissures ou l'eau est l'action dominante sont :

Tab. V – Combinaisons d'actions en ELS d'ouverture de fissures suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)

Combinaison	Actions permanentes			Actions variables	
	Défavorables	Favorables	Eau	Principale	Autres
Niveau EB	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$G_w$	$Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)
Niveau EH	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$G_w$	$Q_w$	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)
Niveau EE	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$G_w$	$F_w$	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

## c) Équilibre statique de la structure

### ❖ Selon le DTU 14.1

Il est nécessaire de vérifier la stabilité tant dans son ensemble que localement pour chacun des points porteurs.

La vérification n'est à réaliser que pour le niveau le plus défavorable de l'eau (EE).

Tab. VI – Pondérations d'actions en ELS d'équilibre statique suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)

Combinaison	Actions permanentes		Actions variables		Eau
	Défavorables	Favorables	Principale	Autres	
Niveau EE	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	0	0	$1,05 F_w$

## ❖ Selon l'Eurocode

De même, selon l'EC0 il est nécessaire de vérifier la stabilité tant dans son ensemble que localement pour chacun des points porteurs.

Lorsque l'action dominante sur la structure est celle due à l'eau souterraine, la vérification de l'équilibre statique doit être faite pour la plus défavorable des deux situations suivantes

La situation (durable ou transitoire) correspond au niveau EH approprié avec le jeu de coefficients partiels suivant :

Tab. VII – Action des eaux souterraines avec le niveau EH

$\gamma_{Gj,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$
$1,10 G_{k,sup}$	$0,95 G_{k,inf}$	$1,2 Q_{k,1} (EH)$

Tab. VIII - Action des eaux souterraines avec le niveau EE

$\gamma_{Gj,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$
$1,10 G_{k,sup}$	$0,95 G_{k,inf}$	$1,0 Q_{k,1} (EE)$

## 2.7 Etat limite de service par limitation des contraintes

L'ouverture des fissures est limitée par les conditions de limitation de la contrainte de l'acier tendu et de limitation de la contrainte de traction du béton en section homogène. Ces conditions sont utilisées pour :

- ❖ Les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation
- ❖ Les cuvelages à structure relativement étanche

Elles varient légèrement pour ces deux types de cuvelages.

## 2.7.1 Limitation de la contrainte de traction des aciers

### a) Selon le DTU 14.1 :

#### ❖ Cuvelage avec revêtement d'imperméabilisation

#### - Sections droites tendues du côté recevant le revêtement d'imperméabilisation

L'action de l'eau est prise en compte à son niveau EE.

La contrainte de traction de l'acier tendu, sur la face destinée à recevoir le revêtement d'imperméabilisation, est limitée en fonction du type de béton et du diamètre des aciers.

*NB : cette formulation est cohérente avec le BAEL 91 et n'a pas été adaptée aux Eurocodes à ce jour.*

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 30\eta + \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} \end{array} \right.$$

- avec :
- $f_e = f_{yk}$
  - $\alpha = 320$
  - $\eta = 1,0$  pour les aciers ronds lisses et  $1,6$  pour les aciers HA  $\emptyset$  : diamètre de la barre en [mm]
  - $f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28}$
  - $f_{c28} = f_{ck}$

La majoration de  $30\eta$  ne peut être appliquée dans le cas d'eaux saumâtres<sup>6</sup> ou agressives.

Le calcul est donc systématiquement effectué avec le niveau EE qui est le plus défavorable pour le calcul des armatures sur cette face.

#### - Sections droites tendues du coté en contact avec l'eau

On distingue 3 cas pour appliquer la formule précédente :

- Lorsque l'eau est au niveau EB : la contrainte de l'acier est calculée avec la valeur  $\alpha = 320$ .
- Lorsque l'eau est au niveau EH : la contrainte de l'acier est calculée avec la valeur  $\alpha\sqrt{2} = 453$ .
- Lorsque l'eau est au niveau EE : la contrainte de l'acier est calculée avec la valeur  $\alpha\sqrt{3} = 554$ .

<sup>6</sup> Saumâtres : Dont le goût est celui de l'eau de mer mêlée d'eau douce. Selon Larousse 2015, consulté le 25/07/2015, disponible sur : [www.larousse.fr](http://www.larousse.fr)

*Remarque : le niveau EE n'est donc pas systématiquement le plus défavorable pour le calcul des armatures sur cette face.*

- Tableau récapitulatif

Par exemple pour Les contraintes limites de traction des aciers, exprimées selon les règles précédentes sont données dans le tableau suivant (Tab. IX) pour  $f_{ck} = 35$  MPa

Tab. IX - Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C35/45

Béton		Aciers	Face recevant le revêtement		Face en contact avec l'eau					
					Niveau EB		Niveau EH		Niveau EE	
$f_{ck}$ [MPa] =	35	$\varnothing_{HA}$ [mm]	Eau agressive	Eau non agressive	Eau agressive	Eau non agressive	Eau agressive	eau non agressive	Eau agressive	Eau non agressive
$f_{t28}$ [MPa] =	2.7		$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
$\sigma_{ct}$ [MPa] =	4.95	6	272	320	272	320	333	333	333	333
		7	251	299	251	299	333	333	333	333
		8	235	283	235	283	333	333	333	333
		9	222	270	222	270	314	333	333	333
		10	210	258	210	258	297	333	333	333
		12	192	240	192	240	272	320	333	333
		14	178	226	178	226	251	299	308	333
		16	166	214	166	214	235	283	288	333
		20	149	197	149	197	210	258	258	306
		25	133	181	133	181	188	236	230	278
		32	118	166	118	166	166	214	204	252
40	105	153	105	153	149	197	182	230		

❖ Cuvelage à structure relativement étanche

Les armatures devront être calculées pour les deux faces selon les prescriptions du paragraphe précédent des sections droites tendues du côté en contact avec l'eau.

*b) Selon l'Eurocode :*

Dans le cadre de l'Eurocode 2, ces considérations n'existent pas mais elles sont remplacées par des critères de limitation de l'ouverture des fissures.

Tab. X – Valeurs recommandées de  $W_{max}$  (EC2 – tab 7.1N)

Classes d'exposition (EN 206-1)	Éléments en BA Combinaison quasi permanente de charges
X0, XC1	0,40 mm Pas de limite fixée, sauf demande des DPM
XC2, XC3, XC4	0,30 mm
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,20 mm

La valeur de la contrainte limite de traction des aciers peut alors être obtenue par des valeurs tabulées. Cette valeur dépend alors du diamètre des aciers.

Tab. XI – Diamètre maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration (EC2 – tab 7.2N)

Contrainte de l'acier [MPa]	$W_k = 0,4$ mm	$W_k = 0,3$ mm	$W_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tab. XII – Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration (EC2 – tab 7.3N)

Contrainte de l'acier [MPa]	$W_k = 0,4$ mm	$W_k = 0,3$ mm	$W_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

## 2.7.2 Limitation de la contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue

### a) Selon le DTU 14.1 :

#### ❖ Cuvelage avec revêtement d'imperméabilisation

La vérification doit être effectuée pour les zones tendues de la face recevant le revêtement d'imperméabilisation.

Le calcul est à effectuer pour le niveau EE de l'eau et en tenant compte des armatures mises en place (calcul en section homogénéisée<sup>7</sup>).

La contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue, calculée en section homogénéisée, ne peut excéder la valeur :

$$\sigma_{ct} = 1,1 \cdot \theta \cdot f_{t28}$$

avec :  $\theta = 1,0$  en traction simple,

$$\theta = 1 + \frac{4 \cdot e_0}{3 \cdot h_0}, \text{ en flexion composée avec traction si l'excentricité de l'effort de traction,}$$

où ( $e_0$ ) ne dépasse pas la demi épaisseur de la paroi ( $h_0/2$ ).

$$\theta = \frac{5}{3}, \text{ dans les autres cas.}$$

#### ❖ Cuvelage à structure relativement étanche

La contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue doit être vérifiée pour les sections droites tendues sur la face opposée à celle en contact avec l'eau et uniquement dans le cas de traction simple ou de flexion composée avec traction, quand l'excentricité est au plus égale à la demi-épaisseur de la paroi.

#### ❖ Cuvelage avec revêtement d'étanchéité

La contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue n'est pas à vérifier dans ce cas.

### *b) Selon l'Eurocode*

Dans le cadre de l'Eurocode 2, ces considérations n'existent pas, mais il existe un calcul détaillé pour l'ouverture des fissures qui sera présenté dans un chapitre ultérieur (cf. chapitre 4 § 4.3.3)

Après avoir exposé les travaux de cuvelage, le chapitre suivant est consacré à l'étude d'un radier vis-à-vis les charges gravitaires et la poussée hydrostatique.

---

<sup>7</sup> Section homogénéisée : Se dit d'une section en béton armé ou précontraint considérée comme la section d'un matériau homogène, utilisée pour le calcul de sa résistance, et dans laquelle la section d'acier est multipliée par le coefficient d'équivalence (quotient du module de déformation de l'acier et de celui du béton). *Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 25/07/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP)*

### 3. Calcul d'un radier soumis à la poussée hydrostatique

#### 3.1 Définition générale

Il arrive que les charges appliquées et/ou la contrainte de rupture de sol demandent un dimensionnement excessif des semelles superficielles, dans ce cas, on modifie le système de fondation en une dalle coulée sous l'ensemble de l'ouvrage, cette dalle peut posséder ou non des poutres noyées dans la dalle ou en saillie.

Cette dalle s'appelle radier général.

Il est à noter que le radier général s'impose également dans le cas où l'on se trouve en présence d'une nappe d'eau ou de risque de remontée de l'eau souterraine et lorsqu'il est essentiel de rendre étanche les infrastructures. Dans ce cas, le radier général doit reprendre d'une part le bâtiment et d'autre part la sous-pression due à la nappe. Par ailleurs, il sert également de support pour le cuvelage destiné à rendre étanche les infrastructures.

Il existe deux types principaux de radiers employés couramment:

- Le radier général épais
- Le radier général nervuré.

Le radier général épais est le plus simple à adopter. Toutefois, lorsque les travées deviennent trop importantes, il sera préférable d'adopter un radier nervuré qui est plus économiques au niveau de béton et des armatures.

#### 3.2 Etude d'un radier

Plusieurs méthodes sont possibles pour étudier un radier. Dans la présente étude nous nous intéressons aux deux méthodes principales suivantes :

- La méthode classique pour un radier rigide, où le radier est divisé en plusieurs poutres élastiques reposées sur sol, et où chacune est appuyée par une file de poteaux et chargée uniformément par des charges ascendantes provenant du poids du bâtiment et/ou de la réaction du sol. cette méthode peut être utilisée dans le cas où le radier est supposé être rigide

- La seconde méthode consiste en la modélisation du radier par éléments finis, en utilisant des logiciels informatiques spécialisés.

### 3.3 Etude manuelle d'un radier rigide

#### 3.3.1 Hypothèses simplificatrices

Selon l'ADETS « Si le radier peut être considéré comme rigide, le calcul est mené en considérant une répartition linéaire des réactions du sol. Le dimensionnement du radier doit être tel que le cheminement des efforts de la superstructure soit assuré, les efforts internes du radier étant déterminés par l'équilibre des forces de gauche (ou de droite) d'une section quelconque. »

Ces équations sont les suivantes:

- $\iint_B \sigma_{xy} dx dy = \sum P_i$
- $\iint_B \sigma_{xy} x dx dy = \sum P_i x_i$
- $\iint_B \sigma_{xy} y dx dy = \sum P_i y_i$

$\sigma_{xy}$  est la réaction du sol au point M (x, y),

B : surface du radier

$P_i$  : charge apportée par la structure au point  $M_i (x_i, y_i)$

G : centre de gravité du radier

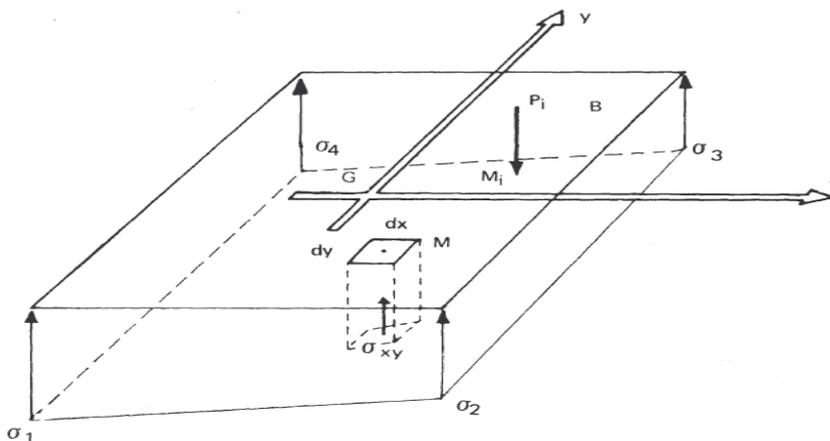


Figure 4: Modélisation des charges et réactions au niveau du radier

Dans un radier par simplification, on admet que la réaction du sol est supposée uniforme pour un radier rigide.

Un radier rigide général se calcule comme « un plancher renversé », les points d'appuis étant constitués par les poteaux et les voiles. La charge qui lui est apportée est due à la réaction du sol.

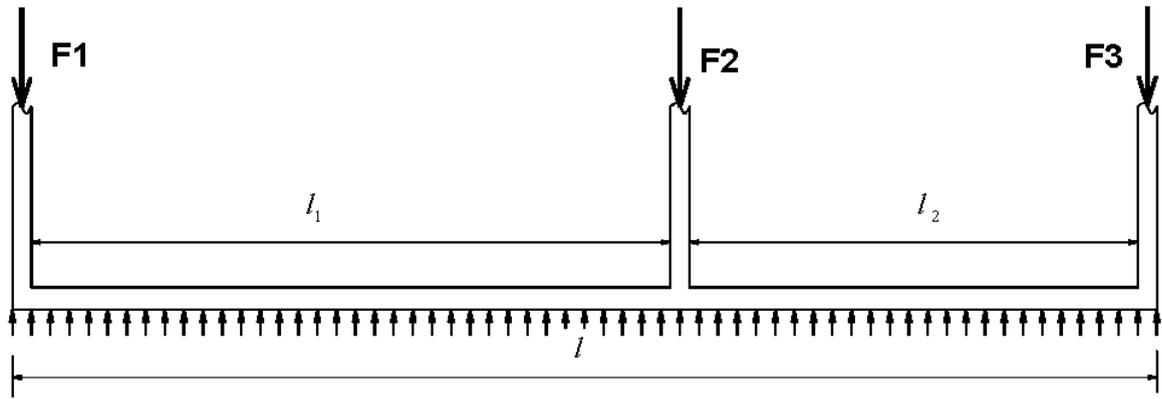


Figure 5 – Coupe présentant la réaction du sol sur un radier rigide

Si  $F_1$ ,  $F_2$  et  $F_3$  sont des charges par mètre linéaire de voile, alors l'action du sol sur le radier sera :

$$P_{sol} = \frac{F_1 + F_2 + F_3}{l}$$

En conséquence, les armatures nécessaires sont en position inversée par rapport à un plancher.

### 3.3.2 Justification du choix

Le radier à étudier doit reprendre les efforts des charges gravitaires descendantes et les efforts ascendants engendrés par la poussée hydrostatique.

#### 3.3.2.1 Charges gravitaires descendantes

Il est important dans la conception des fondations est de se garantir qu'elles ne causeront pas la rupture du sol porteur. Le facteur de sécurité permet de vérifier si la contrainte réellement appliquée au sol par les fondations est en dessous de la contrainte ultime qui entraînerait la rupture par cisaillement, tout d'abord nous devons vérifier la capacité portante du sol et plus tard le tassement.

Nous justifierons le système de fondation sur la base du résultat d'un essai pressiométrique de Ménard qui est un essai de cisaillement pur. La pression limite correspond à une rupture par cisaillement.

#### a) Capacité portante du sol

La méthode de calcul pressiométrique qui suit celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG (1993) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, qui sont les règles actuellement en vigueur pour les marchés publics de travaux de génie civil en France. Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement

réalisés par les laboratoires des ponts et des chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale pour les règles pressiométriques.

La méthode pour conduire et interpréter ces essais est donnée par les normes de l'AFNOR, référencées respectivement NF P 94-110, pour l'essai pressiométrique Ménard.

La formule fondamentale de L. Menard s'écrit sous sa forme actuelle :

$$q_u = q_0 + K_p P^{*le}$$

Et la contrainte appliquée  $q_{ref}$  ne doit pas dépasser :

$$q_{adm} = q_0 + i_{\gamma\beta} (q_u - q_0) / \gamma_q$$

avec

$q_{ref}$  : Contrainte de référence transmise par l'ouvrage sur au sol de fondation.

$q_0 = \gamma \cdot D$  : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

Où  $\gamma$  : densité du sol (poids spécifique).

$D$  : Encastrement équivalent du radier.

$P^{*le}$  : Pression limite nette équivalente du sol.

$q_u$  : Contrainte effective de rupture de la semelle/radier sous une charge verticale centrée.

$K_p$  : coefficient de proportionnalité appelé coefficient de portance.

$i_{\gamma\beta} = 1$  charge verticale.

$\gamma_q = 3$  aux ELS

La contrainte appliquée par une fondation doit toujours être maintenue à une valeur inférieure ou égale à la capacité portante admissible du sol porteur.

Cette contrainte maximale représente donc la contrainte limite qu'une fondation peut appliquer sans risque de rupture du sol à l'intérieur de la marge de sécurité offerte par le facteur de sécurité.

### *b) Evaluation des tassements*

La face inférieure de la fondation applique une distribution de contraintes verticales sur le sol dont la surface du sol est supposée être proche de l'horizontale. Cette pression de contact est indispensable pour calculer les efforts dans la fondation et évaluer les déplacements verticaux à la surface du sol qui sont prépondérants et ayant des répercussions sur les structures reposant sur le sol. Ces déplacements verticaux sont appelés tassements.

Nous nous intéresserons à la méthode basée sur les résultats de l'essai du pressiomètre de Ménard : la méthode de calcul des tassements à partir du pressiomètre Ménard, proposée par le fascicule 62-V (AN F.2.), s'appuie à la base sur la théorie de l'élasticité, avec des termes correctifs, de nature empirique, pour mieux prendre en compte les particularités du comportement des sols.

Le tassement final  $S_f$  dans le cas d'un sol homogène ou hétérogène se calcul par la formule :

$$S_f = S_c + S_d = \frac{\alpha}{9.E_M} \cdot \lambda_c \cdot (p - \sigma_v) \cdot B + \frac{2}{9.E_M} \cdot (p - \sigma_v) \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha$$

On prendra les paramètres suivants :

$\alpha = 1/3$  (sables et graviers compacts)

$\lambda_c = 1.10$  et  $\lambda_d = 1.12$  ( $L/B=1$ )

$E_M$  = selon rapport de sol

$P = q_{ref}$

$\sigma_v = q_0 = \gamma \cdot D$

Avec  $\gamma$  : densité du sol (poids spécifique)

$D$  : Encastrement équivalent du radier

$B$  = largeur du radier et  $B_0 = 0.6$  m

### *c) Tassements admissibles des fondations*

Lorsque les tassements sont uniformes, ils ne sont pas, en général, nuisibles si l'ouvrage étudié a une certaine raideur. Ce qui peut être plus gênant, ce sont les dénivellations entre les points d'une fondation, c'est-à-dire les tassements différentiels. Si leur ampleur est importante, des désordres graves peuvent survenir: dislocation de la maçonnerie, fissures dans le béton, ou encore, rotation d'ensemble de l'immeuble.

Dans le cadre de ce projet, il faut craindre le tassement absolu étant donné que l'ensemble de l'ouvrage repose sur un radier général. Il pourrait se produire un enfoncement d'ensemble de l'immeuble.

Les tassements sont considérés comme admissibles lorsqu'ils peuvent être tolérés ou absorbés sans inconvénients par la superstructure. Selon Terzaghi et Peck (1967), le tassement maximum qu'on peut accepter pour un bâtiment est en général de 25mm. Avec ce tassement de 25mm, on estime que le tassement différentiel entre deux semelles ne dépassera pas les 20 mm

### 3.3.2.2 Dimensionnement du radier

#### a) Caractéristiques générales du radier

Selon l'ADETS (cf. § 6.2,1), le radier est considéré infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- nervures :  $h_1 \geq l/10$  avec l'entre axes des poteaux parallèlement aux nervures.
- dalles :  $h_2 \geq l/20$  avec l'entre axes des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Où il s'agit des valeurs approximatives aidant à entamer les études nécessaires.

#### b) Condition de rigidité

Selon le fascicule 62-V (AN F.3.), sous une fondation superficielle, la relation liant en tous points le déplacement vertical  $S_f$  (tassement) de la semelle et la pression  $P$  exercée par le sol en réaction à ce déplacement est de la forme:

$$P = K \times S_f$$

⇒ La pression de contact  $P$  exercée par le sol est proportionnelle au tassement  $S_f$

En notant que  $K$  (Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface) vaut :

- pour un sol homogène :

$$\frac{1}{K} = \frac{\alpha \cdot B}{9 \cdot E_M} \cdot \lambda_c + \frac{2}{9 \cdot E_M} \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha,$$

- Pour un sol hétérogène

$$\frac{1}{K} = \frac{\alpha \cdot B}{9 \cdot E_c} \cdot \lambda_c + \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Ensuite, il faut vérifier la rigidité du radier, qui est supposé comme une poutre sur sol élastique (théorie de 1er ordre).

Selon Michel DYSLI « Cycle postgrade : Géologie Appliquée à l'ingénierie et à l'Environnement, B2-2 : mécanique des sols », la rigidité du radier est vérifiée si :

$$\lambda \cdot l = \sqrt[4]{\frac{K \cdot B \cdot l^4}{4 \cdot E \cdot I}}$$

Avec  $\lambda \cdot l$  = rigidité relative, si  $\lambda \cdot l < 1.5 \rightarrow$  Radier rigide

$$\text{Pour un radier rigide} \rightarrow 1.5 > \sqrt[4]{\frac{K \cdot B \cdot l^4}{4 \cdot E \cdot I}} \rightarrow (1.5)^4 > \frac{K \cdot B \cdot l^4}{4 \cdot E \cdot I}$$

$$\rightarrow \frac{4.E.I}{K.B} > \frac{l^4}{1.5^4}$$

$$\rightarrow \frac{4.E.Bh^3}{12.K.B} > \frac{l^4}{1.5^4} \rightarrow h > \sqrt[3]{\frac{l^4 . 3.K}{E.1,5^4}}$$

Avec:

L : La distance maximale entre deux poteaux successifs

I : Inertie de la section du radier  $I = \frac{Bh^3}{12}$  où B = 1m

$E_{cm}$  : module d'élasticité béton

$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0.3}$  et ( $f_{cm}$  en MPa) en GPA

$f_{cm} = f_{ck} + 8$  (MPa)

B = largeur de la poutre reposant sur sol = 1m

K = Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

### c) Combinaison de calcul

ELS : G + Q

ELU : 1.35 G + 1.5Q

### 3.3.2.3 Vérification du radier au poinçonnement

#### ❖ A l'ELU

Selon l'Eurocode 2, le poinçonnement peut résulter d'une charge concentrée ou d'une réaction appliquée à une aire relativement petite, dite aire chargée,  $A_{load}$ , d'une dalle ou d'une fondation.

D'où il convient de vérifier la résistance au poinçonnement au nu du poteau et sur le contour de contrôle de référence  $u_1$ . Si des armatures de poinçonnement sont nécessaires, il convient de trouver un autre contour  $u_{out,ef}$  à partir duquel plus aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire.

Donc les critères rentrant dans la vérification du radier au poinçonnement sont :

- La charge concentrée descendante ;
- L'aire chargée de la partie du radier calculée à partir de la section de l'élément porteur soit voile ou poteau ;
- La hauteur du radier.

Le long du contour du poteau ou du contour de l'aire chargée, il convient de ne pas dépasser la valeur maximale de la résistance au poinçonnement :

La vérification est donc basée sur un calcul de résistance au cisaillement, au nu du poteau et sur les contours de contrôle.

La contrainte de cisaillement résistante est déterminée à partir de la formule suivante :

- $V_{Rd, max} = \text{Max} [C_{Rd,c} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} ; v_{min}]$  (en MPa)

Avec:

- $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.5$
- $K = \min (2 ; 1+(0.2/d)^{0.5})$
- $\rho = \sqrt{\frac{A_x \cdot A_y}{B \cdot d_x \cdot A \cdot d_y}}$  : pourcentage d'acier moyen (on doit limiter  $\rho$  à 0.02).
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5}$

Il est à noter, l'influence des armatures longitudinales dans la résistance au poinçonnement.

$$\text{Si } V_{Ed, agissant} < V_{Rd, max}$$

Dans ce cas, aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire.

En notant que  $V_{Ed, agissant} = (V_{Ed} - \Delta V_{Ed})/u \cdot d$  pour une semelle isolée.

$\Delta V_{Ed}$  : réaction du sol situé à l'intérieur de la zone de contrôle (d'aire S)  $\rightarrow \Delta V_{Ed} = (V_{Ed} \cdot S)/A \cdot B$

L'Eurocode ne définit pas une formule claire pour le cas d'un radier. Mais en s'appuyant sur la formule des semelles isolées et en remplaçant A et B dans la formule au-dessus ;

avec :

$$A = \sqrt{\frac{a \cdot V_{Ed}}{b \cdot q_u}} \quad \text{et} \quad B = \sqrt{\frac{b \cdot V_{Ed}}{a \cdot q_u}}$$

On aura l'inégalité à vérifier :  $V_{Ed, agissant} < (V_{Ed} - S \cdot q_u)/u \cdot d$

et ce, pour toute valeur de x, avec  $0 \leq x \leq 2d$ . Dans l'expression ci-dessus, les termes S et u dépendent de x.

### 3.3.2.4 Charges ascendantes dues à la poussée hydrostatique

#### ❖ A l'ELS

Selon les résultats trouvés dans le paragraphe précédent, le radier sera vérifié vis-à-vis de la limitation de la contrainte de traction des aciers et, de la contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue.

Cette vérification sera faite pour les faces recevant le revêtement d'imperméabilisation

#### a) Détermination des efforts et combinaison de calcul

Les charges ascendantes sollicitant le radier dues à la poussée hydrostatique est :

$$W = \text{hauteur de l'eau sollicitant le radier en T/m}^2$$

La combinaison de calcul à l'ELS est : G+Q

#### b) Vérification contrainte béton tendu selon DTU 14.1.

##### ❖ Des nervures

Cas des nervures les plus sollicitées

- Calcul de la contrainte admissible béton =  $1.1 \times \theta \times f_{t28}$

avec  $\theta=5/3$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{ck}$$

- Vérification en section homogénéisée :

$$\sigma_b = M_t / (I/V) = M_t / (bh^2/6)$$

$$\text{avec } I/V = (bh^3/12) / (bh/2) = bh^2/6$$

- h strictement nécessaire =  $\sqrt{\frac{M_t * 6}{b \cdot \sigma_b}}$

##### ❖ Des dalles

Cas de la travée la plus sollicitée :

- Calcul de la contrainte admissible béton =  $1.1 \times \theta \times f_{t28}$

avec  $\theta=5/3$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{ck}$$

- Vérification en section homogénéisée :

$$\sigma_b = M_t / (I/V) = M_t / (bh^2/6)$$

$$\text{avec } I/V = (bh^3/12) / (bh/2) = bh^2/6$$

$$- h \text{ strictement nécessaire} = \sqrt{Mt * \frac{6}{b \cdot \sigma_b}}$$

### *c) Armatures min. dans les dalles selon DTU14.1*

En limitant les phénomènes de variation dimensionnelle contraire (retrait, température,...). Ces précautions peuvent concerner, entre autres, la composition du béton, sa mise en œuvre, les phases de coulage, les zones de clavetage, les reprises, les procédés de cure, les délais entre phases.

Selon le DTU 14.1 la section minimale d'armatures de béton armé dans la zone tendue peut être ramenée à 1‰ de la section droite résistante strictement nécessaire plafonné à 4 cm<sup>2</sup>/m, avec un minimum de 1 cm<sup>2</sup>/m, pour la face de la paroi recevant le revêtement d'imperméabilisation, et ce, dans chacune des deux directions, dans le cas du radier.

### *d) Limitation de la contrainte de traction des aciers suivant le DTU 14.1*

Il est indispensable de limiter la contrainte de traction des aciers suivant le DTU 14.1 et pour le niveau d'eau exceptionnelle EE, soit pour la face recevant ou pour la face en contact avec l'eau (cf. chapitre 2, § 2.7.1).

### *3.3.2.5 Maitrise de la fissuration*

Ce paragraphe, fera l'objet d'une comparaison entre DTU 14.1 et Eurocode 2.

Selon l'Eurocode 2, La fissuration doit être limitée de telle sorte qu'elle ne porte pas de préjudice au bon fonctionnement, ou à la durabilité de la structure, ou encore, qu'elle ne rende pas son aspect inacceptable.

Il convient de définir une valeur limite de l'ouverture calculée des fissures ( $W_{max}$ ) en tenant compte de la nature et du fonctionnement envisagés de la structure, ainsi que du coût de la limitation de la fissuration.

En effet, nous nous basons sur la procédure de la limitation de la contrainte des aciers dans le béton tendu et les dimensions/aciers recommandés selon le DTU 14.1 pour vérifier  $W_{max}$ ,

#### ❖ Calcul de l'ouverture des fissures

L'état de fissuration d'une pièce en béton armé n'est pas homogène. En effet, le long d'une poutre, certaines abscisses sont non-fissurées alors que d'autres sont entièrement fissurées.

Les sections entièrement fissurées correspondent à celles où la contrainte de traction dans le béton atteint  $f_{ct}$ , ce qui ne peut être le cas sur toute la longueur d'une poutre.

La largeur de fissure de calcul se déduit de la formule suivante:

$$W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) < W_{max}$$

- $W_k$  : ouverture de la fissure calculée.
- $S_{r,max}$  : espacement maximal des fissures.
- $\epsilon_{sm}$  : élongation moyenne de l'armature sous la combinaison de charges appliquées compte-tenu de la rigidité du béton tendu, du retrait, etc...
- $\epsilon_{cm}$  : déformation moyenne du béton entre les fissures.

### 3.4 Calcul radier par éléments finis

#### 3.4.1 Hypothèses de calcul

Une analyse élastique permet de déterminer précisément les moments appliqués sur l'ensemble du radier. Le logiciel de modélisation aux éléments finis qui est utilisé dans ce mémoire est le logiciel Graitex Advance Design.

Cependant, l'interaction entre le sol et la structure relève de phénomènes complexes de la nature anisotrope<sup>8</sup> et hétérogène du béton et du sol en place. De plus, la stratification du sol complexifie davantage le comportement géo-mécanique du sol sous l'effet des charges apportées par le radier.

De ce fait, il devient complexe de prendre en compte l'ensemble de ces paramètres en un seul modèle et il est nécessaire de procéder à plusieurs hypothèses simplificatrices :

- a) Le sol est considéré comme un matériau élastique et linéaire

Nous pouvons justifier cette considération par le fait que le poids des terres qui seront excavées est toujours supérieur à la charge du bâtiment et que le sol est déjà consolidé. Nous supposons donc qu'il n'y aura pas de tassement par consolidation des sols de fondation. Nous admettons une rigidité du sol supposée uniformément répartie

La valeur de  $K_{sol}$  est fonction de la nature du terrain, de son niveau de consolidation, ainsi que de la nature des charges et de la géométrie de la fondation.

- b) Le radier repose sur un sol uniforme et homogène.

---

<sup>8</sup> Anisotrope : Qui possède des caractéristiques (mécaniques, physiques, etc.) différentes selon la direction considérée. Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 01/08/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP)

### 3.4.2 Modélisation

Dans Graitec Advance Design, le radier est modélisé à partir d'un élément surfacique de type coque reposant sur un appui surfacique de type « butée » et un appui « élastique » de type linéaire. Le radier reprend uniquement des efforts perpendiculaires à son plan.

- ➔ L'appui surfacique est de type « butée » avec une raideur verticale  $K_{TZ} = K_{sol}$  ;
- ➔ L'appui linéaire est de type «élastique » avec deux raideurs horizontales  $K_{TX}$  et  $K_{TY}$  ;
- ➔ La poussée hydrostatique est introduite sous forme de charge surfacique.

Selon l'Eurocode, les combinaisons à utiliser sont de type « ELU STR/GEO » et « EQU », déjà présentées dans le chapitre 2.

Une fois l'ensemble des paramètres modélisés et l'analyse statique non linéaire effectuée (cf. § 3.4.4), l'exploitation des résultats permettra de vérifier les hypothèses de prédimensionnement.

### 3.4.3 Exploitation des résultats

Le logiciel de calcul aux éléments finis permet de visualiser les déformations et les efforts sous forme des valeurs, vecteurs, région iso, etc...

### 3.4.4 Déformation

L'analyse statique non-linéaire consiste à appliquer les charges de façon incrémentielle. Cela signifie que les charges ne sont pas prises en compte dans les calculs dans leur totalité, mais elles sont incrémentées et les états d'équilibre successifs sont résolus.

Grâce à l'analyse non linéaire effectuée, nous pouvons exploiter et étudier le risque de soulèvement de la structure.

### 3.4.5 Calcul et ferrailages

Le radier sera modélisé en 2 phases, selon les combinaisons d'actions adéquates:

- Première phase à l'ELU et à l'ELS, sans tenir compte de la poussée hydrostatique ;
- Deuxième phase à l'ELS, en prenant en compte la poussée hydrostatique où l'eau est l'action dominante.

Selon les résultats issus de ces deux modèles, les sections d'armatures maximales seront retenues, pour chacune des nappes inférieures et supérieures, et, dans les deux sens.

### 3.5 Equilibre statique - Vérification au soulèvement

#### 3.5.1 Hypothèses de calcul

La vérification de la stabilité, à la fois dans son ensemble et localement pour chacun des points porteurs, sera faite selon l'Eurocode, puisqu'il est plus défavorable que le DTU 14.1 (cf. chapitre 2, Tab. II, III et IV)

Selon NF P06-100-2 et l'Eurocode 7, La vérification par rapport au soulèvement global provoqué par la pression de l'eau (UPL) doit être effectuée en vérifiant que la valeur de calcul de la combinaison des actions verticales permanentes et variables déstabilisatrices ( $V_{dst;d}$ ) est inférieure ou égale à la somme de la valeur de calcul des actions permanentes verticales stabilisatrices ( $G_{stb;d}$ )

$$\rightarrow V_{dst;d} \leq G_{stb;d}$$

La situation (durable ou transitoire) correspondant au niveau EH approprié avec le jeu de coefficients partiels suivant :

Pour chaque action permanente :

- $0,95 G_{k,j,inf}$ , si elle est favorable ( $G_{k,j,inf}$  correspond au poids propre de la structure)
- Pour l'action due à l'eau, la plus défavorable des actions suivantes :
- l'action de l'eau au niveau (caractéristique) EH avec  $\gamma_{Fw} = 1,20$  ;
  - l'action de l'eau au niveau (accidentel) EE avec  $\gamma_{Fw} = 1,0$ .

Avec  $V_{dst;d} = \gamma_{Fw} \times F_w$ , en retenant le cas plus défavorable entre EH et EE.

## 4. Etude de cas : radier soumis à la poussée hydrostatique

Après avoir exposé les points clés à considérer dans un projet de calcul radier soumis à la sous-pression de l'eau, ainsi que plusieurs méthodes utilisées dans cette démarche, nous allons appliquer ces méthodes à un chantier type, et d'actualité chez « LES MAÇONS PARISIENS » l'immeuble du 16, rue Paul Vaillant Couturier à Levallois-Perret (92). En s'appuyant sur les recherches précédentes, cette étude aura pour but, d'étudier le radier de ce bâtiment qui est soumis à la poussée hydrostatique, tout en vérifiant la stabilité globale de la structure et pour chaque éléments porteurs.

Pour mieux situer le contexte du projet, quelques données importantes, les acteurs et l'usage du bâtiment seront détaillés. Une synthèse des études géotechnique et hydrogéologique figure également dans ce paragraphe pour expliquer les choix constructifs quant aux fondations.

### 4.1 Le projet

Le projet se situe au 16, rue Paul Vaillant Couturier à l'ouest de la commune de Levallois-Perret (92). Il s'inscrit dans un environnement urbanisé, en rive droite de la Seine à environ 500 m du fleuve.

Il s'agit de construire un bâtiment de R+7 et 2 sous-sols sur la totalité de la parcelle.

Cet immeuble comporte notamment:

- Deux sous-sols parking et local vélo.
- Un Commerce et un patio au RDC
- 38 logements de R+1 à R+6



Figure 6 – Perspective du bâtiment



Figure 7 - Plan de situation

*a) Les acteurs du projet sont :*

- Maître d'ouvrage : BNP Paribas Immobilier résidentiel Promotion IDF,
- Architecte : DGM & Associés,
- Bureau de contrôle : SOCOTEC
- B.E.T. structure : 2R ingénierie (représentant de la maîtrise d'ouvrage),
- B.E.T. fluides : S2T
- Entreprise de construction : LES MAÇONS PARISIENS
- B.E.T. structure : AES-BET (assistant de l'entrepreneur).

*b) Contexte géotechnique du site et principes de fondation.*

Le site s'inscrit dans un terrain de compacité très élevée. L'étude géotechnique réalisée par l'entreprise TECHNOSOL, dans le cadre de l'étude de faisabilité géotechnique du projet, a consisté en plusieurs sondages au tractopelle et en sondages profonds avec essais pressiométriques jusqu'à 18.5 m de profondeur.

Caractéristiques pressiométriques :

- Alluvions anciennes de 0.10/0.15 m jusqu'à l'arrêt volontaire des différents sondages 16.5/18.5 m de profondeur environ.

Pour le dimensionnement des fondations descendues au minimum vers 7 m de profondeur par rapport au niveau de la rue, les contraintes théoriques de calcul limitées à l'ELS et à l'ELU telle que :

$$q'_{ELS} = 0.60 \text{ MPA}$$

$$q'_{ELU} = 0.90 \text{ MPA}$$

Une variante radier pour ce projet, est également envisageable. Elle devrait permettre de gérer le cuvelage et les sous pressions. Le radier sera mis en œuvre directement sur les sables s'ils sont compactables en fond de fouille ou du moins non remaniés et après interposition d'une couche de réglage.

### *c) Contexte hydrogéologique*

Selon TECHNOSOL, la nappe alluviale de la Seine est la seule nappe concernée.

Par conséquent, dans l'hypothèse où les travaux seraient réalisés en période favorable, aucun rabattement de nappe n'est à prévoir au droit du projet en phase travaux.

En revanche, en phase d'exploitation, les niveaux des plus hautes de récurrence décennale (EH) et centennale (EE) sont respectivement de +28.01 m NGF et +28.52 m NGF, avec, un niveau des plus basses eaux (EB) de 23.42 m NGF.

En phase définitive, puisque le second sous-sol avec un niveau de 24.60 m NGF est non inondable, le radier et les voiles contre terre devront reprendre les effets de la poussée hydrostatique d'une remontée éventuelle d'eau décennale(EH)/centennale (EE).

Après avoir présenté le projet, nous nous intéressons aux hypothèses de calcul et à la descente de charges effectuées.

## **4.1.1 Matériaux**

### *a) Béton*

Les ouvrages seront réalisés en béton dont la constitution et la résistance seront en fonction des classes d'environnement et des efforts appliqués.

- Fondations & Ouvrage contre terres: XC2 – C35/45
- Infrastructure XC1 : Voiles intérieurs. et dalles - C30/37
- Poteaux - C40/50
- Poutres - C30/37 ou C40/50 (selon indication sur plan)
- Superstructure intérieure : XC1 - C30/37
- Superstructure extérieure : XF1 - C30/37

### *b) Acier*

Les aciers doivent être classés parmi les types homologués et agréés par la « *Commission interministérielle d'homologation et de contrôle des armatures pour béton armé* »

Pour l'emploi du treillis soudé, il faut se reporter au « *Guide pratique d'utilisation du treillis soudé dans le bâtiment et les travaux publics* » élaboré par l'ADETS.

Armatures en acier doux, conformes à la NF.A.35.015

- Fe E.22 limite d'élasticité 215
- Fe E.24 limite d'élasticité 235

Armatures haute adhérence, conformes à la NF.A.35.016

- Fe E.40 limite d'élasticité 400
- Fe E.50 limite d'élasticité 500

## **4.2 Hypothèses de calcul**

### *a) Charges permanentes et d'équipement*

En sus des charges permanentes résultant des ouvrages (charges comprenant les ossatures en béton armé, les recharges, les chapes et revêtements de sol, les revêtements de façade, les murs et leurs revêtements à mettre en œuvre), il faut prendre en compte les charges suivantes:

- les maçonneries d'épaisseur supérieure ou égale à 0,15 m ;
- les façades ;
- le poids des terres des jardins à rez-de-chaussée (40 cm et 80 cm de terres minimum selon plans architectes), sur jardinières et toitures terrasses plantées ;
- les chapes et recharges projetées, représentées sur les plans architectes mais réalisées ultérieurement des présents travaux ;
- toute autre charge permanente correspondant à un ouvrage mis en œuvre au titre de tous les lots de travaux tout corps d'état ;
- Le poids volumique des couches de chaussées ou terre-plein extérieurs à l'emprise sera pris égal à 20 kN/m<sup>3</sup>.

### b) Charges d'Exploitation

Selon le CCTP (cahier des clauses techniques particulières) du projet les charges d'exploitations sont citées dans le tableau ci-dessous.

Tab. XIII – Charges d'exploitation

Parkings	2.5 kN/m <sup>2</sup>
Locaux techniques	5.0 kN/m <sup>2</sup> mini ou charges des gros équipements
Espaces extérieurs à RDC	5.0 kN/m <sup>2</sup> + poids des terres
Locaux d'activités à RDC au S-1	5.0 kN/m <sup>2</sup>
Escaliers, circulations et dégagements	2.5 kN/m <sup>2</sup>
Logements	1.5 kN/m <sup>2</sup>
Balcons et terrasses en façades	3.5 kN/m <sup>2</sup>
Toitures terrasses accessibles	1.5 kN/m <sup>2</sup>
Toitures terrasses inaccessibles	1.0 kN/m <sup>2</sup>

### c) Fissuration

- Maitrise de la fissuration par des dispositions constructives  
Sauf radiers, voiles contre terre, ...:  $W_{max} = 0.2mm$
- Protection par cuvelage conformément au DTU 14.1 jusqu'à la côte 28.52 NGF  
*NB : Cuvelage avec revêtement d'imperméabilisation*

### d) Degré Coupe-Feu

- Infrastructure: R 90/REI 90
- Superstructure: R 60/REI 60
- Sauf PH RDC : R120
- Sauf paroi local vélo contre tiers : R120

#### 4.2.1 La Descente de charge

On appelle «descente de charge», l'opération qui consiste à calculer pour tous les éléments porteurs de la construction (murs et poteaux), les charges qu'ils supportent à chaque niveau en partant du dernier niveau en descendant jusqu'aux fondations.

- Plans tous niveaux coffrage et nomenclature des éléments verticaux (cf. Annexes A)

Pour la descente de charge, il existe deux méthodes:

#### *a) La méthode manuelle*

Le but de la descente de charges est de définir de quelle manière et par quels éléments les différentes charges se transmettent jusqu'aux fondations. Pour ce faire, il est important d'analyser chaque étage l'un après l'autre en commençant par l'étage le plus haut. Au fur et à mesure, les charges sont accumulées à chaque étage jusqu'à ce que les fondations soient atteintes. Afin d'être efficace et de bien voir de quelle manière les charges sont transmises, l'impact des voiles non plombés d'un étage à l'autre est représenté en hachures sur les différents étages. Le rez-de-chaussée et le sous-sol en particulier présentent des changements au niveau de l'emplacement de certains voiles.

La principale différence entre la méthode manuelle et le calcul effectué par le logiciel de calcul ARCHE Ossature par la méthode traditionnelle, est lorsque le sens de portée est déterminé suivant une direction principale, il est admis que les deux éléments porteurs reprennent chacun la moitié de la charge de la portée (pour une charge uniformément répartie). Ensuite, les deux éléments « non porteurs » de la dalle reprennent tout de même une partie de la charge. En principe, les charges se diffusent suivant une répartition trapézoïdale. Cependant, pour une raison de simplification des calculs, une bande forfaitaire d'un mètre de large est prise en compte pour la descente de charges sur les éléments « non porteurs » des dalles. Quant aux éléments porteurs, ils reprennent les charges de la moitié de la travée sans tenir compte de la répartition trapézoïdale des charges.

Cette simplification nous a permis de gagner beaucoup de temps. En effet, par ce biais-là, les charges linéiques transmises dans les voiles sont uniformes, alors qu'elles ne le seraient pas si la répartition en triangle était prise. Il en résulte qu'une seule valeur de charge est prise le long de chaque voile.

De plus, cette méthode prend en compte les charges une deuxième fois sur la bande forfaitaire d'un mètre ce qui augmente la valeur de la charge réelle. Elle place donc le dimensionnement des fondations en sécurité (légèrement surdimensionnées).

Puisque les descentes de charges sont estimées en première approximation en ne tenant pas compte de la continuité des poutres, selon le BAEL (cf. art. B.6.2.11) il est prudent de tenir compte de l'effet de continuités des dalles et poutres, ou il propose une majoration forfaitaire de 10 % pour un appui intermédiaire et de 15 % lorsque cet appui intermédiaire est entre deux travées de rive (2 travées et 3 appuis), mais pas de diminution pour un appui de rive.

Aussi, L'EC1-1-1 art. 6.3.1.2 (11) autorise une réduction des charges d'exploitation (dégression verticale des charges) à partir de plus de 2 niveaux de même catégorie dans un bâtiment. La charge d'exploitation sollicitant l'élément porteur calculé est obtenue par application d'un coefficient  $\alpha_n$  à la charge d'exploitation totale.

Selon l'annexe nationale française pour un bâtiment de catégorie A (Habitation, le cas de note projet) :  $\alpha_n = 0.5 + 1.36/n$ , ou  $n$  est le nombre des étages.

### *b) La méthode informatique*

Le logiciel Arche Ossature est un logiciel d'acquisition de structures. Son mode de fonctionnement est simple. En effet, il est très aisé de construire un modèle sous ce logiciel grâce aux éléments de construction du modèle : poutre, dalle, poteau, etc. De plus, la saisie s'effectue étage par étage. Le mode d'acquisition s'apparente alors à de la 2D, alors qu'en réalité le modèle est bien en 3D. Cependant, il offre des calculs limités. En effet, seules des descentes de charges sont réalisables, soient traditionnelles ou par éléments finis.

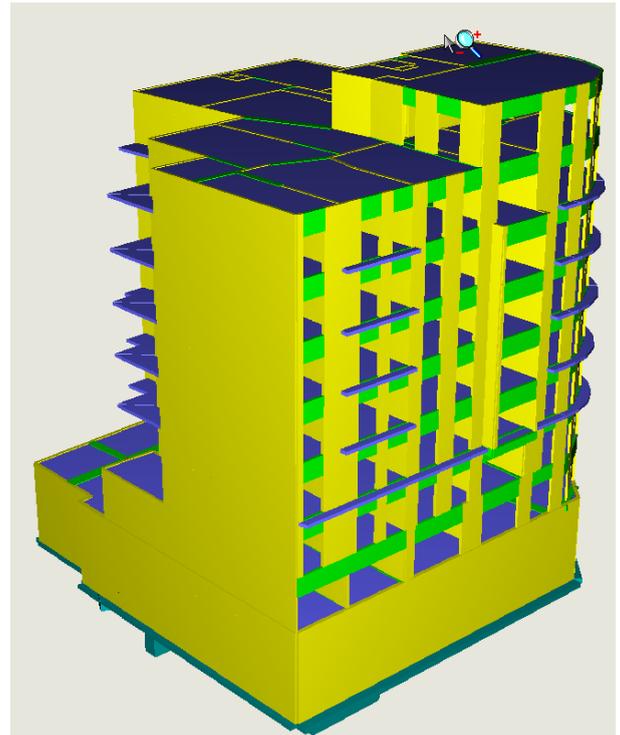


Figure 8 – Vue 3D du bâtiment modélisé sur Arche Ossature

Le grand avantage d'Arche Ossature est de permettre l'exportation de la structure, ou de parties isolées de la structure vers tous les autres modules de la famille de logiciels GRAITEC. Parmi ces derniers nous pouvons citer tous les modules de ferrailage d'éléments : Arche Poutre, Arche Poteau, Arche Dalle (etc.), ainsi que le logiciel Advance Design.

Advance Design est un logiciel de calcul de structure aux éléments finis. Il permet de calculer les efforts internes et les déplacements d'une structure soumise à différents types de chargements.

### *c) Comparaison des deux descentes de charges*

Les réactions trouvées aux appuis après la descente de charges manuelles sont comparées à celles trouvées par le modèle informatique avec appuis infiniment rigides. Les résultats globaux des deux descentes de charges sont récapitulés dans le Tableau ci-dessous.

Tab. XIV– Comparaison des descentes de charges

Charges totales	Descente de charges ARCHE Ossature		Descente de charges manuelle		Différence
	KN	Tonnes	KN	Tones	
Poids Propre PP	59685.06	5990.06	61121.27	6134.2	2.4%
Charges Permanentes CP	10841.45	1088.06	11460.71	1150.21	5.7%
Charges d'Exploitation CE	12140.66	1218.45	11849.51	1189.23	-2.4%
Charges ELS	82667.17	8296.57	84431.49	8473.64	2.1%

Les valeurs de la descente de charges retenues sur tous les éléments porteurs se trouvent dans les annexes B.

### 4.3 Calcul manuel du radier

#### 4.3.1 Charges gravitaires descendantes

##### a) Capacité portante du sol

Nous nous basons sur les essais pressiométriques faits par TECHNOSOL.

Caractéristiques pressiométriques:

- Alluvions anciennes de 0.10/0.15 m jusqu'à l'arrêt volontaire de nos différents sondages 16.5/18.5 m de profondeur environ.

Dans ces terrains sablo-graveleux à gravelo-sableux, 19 essais pressiométriques ont été réalisés dont les résultats sont présentés ci-dessous :

Tab. XV– Résultat des essais pressiométriques

	PI* mini	PI* maxi	PI* moyen (a)	Ecart-type	Dispersion
PI* (MPa)	1.81	3.82	2.74	0.7	0.22

	EM mini	EM maxi	EM moyen (a)	Ecart-type	Dispersion
EM (MPa)	34.4	151.5	72.84	31.44	0.43

(a) moyenne arithmétique

(b) moyenne harmonique

(c) moyenne géométrique

Ces résultats pressiométriques sont caractéristiques d'un terrain de compacité générale très élevée.

$E_m$  = Module pressiométrique

$P_{le}^*$  = Pression limite nette

➤ Formule générale

Selon le fascicule 62-V (AN B.1.)

$$q_u = q_0 + K_p P_{le}^*$$

$$q_{adm} = q_0 + i_{\gamma\beta} (q_u - q_0) / \gamma_q$$

Avec

$q_0$  : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation ;

$P_{le}^*$  : Pression limite nette équivalente du sol = 2.74 MPa selon le rapport du sol ;

$q_u$  : Contrainte effective de rupture de la semelle/radier sous une charge verticale centrée ;

$K_p$  : coefficient de proportionnalité appelé coefficient de portance ;

$i_{\gamma\beta} = 1$  charge verticale ;

$\gamma_q = 3$  aux ELS.

- Alluvions anciennes : sables et graviers classe B (par sécurité).
- Encastrement équivalent :  $D_e = 6.5\text{m}$  (sol homogène).
- $B = L = 27\text{m}$  (largeur/longueur du radier).
- Facteur de portance  $K_p = \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] = 1.08$ .
- Contrainte  $q_0 = \gamma \cdot D = 19 \times 6.5 = 123.5 \text{ KPa} = 0.1235 \text{ MPa}$ .

Nous obtenons alors :  $q_u = 0.1235 + 1.08 \cdot 2.74 = 3.082 \text{ MPa}$ .

Soit  $q_{adm} = 1.192 \text{ MPa} = 1192 \text{ KPa}$

Selon la descente de charges effectuée dans la partie précédente, les charges arrivant au niveau du radier sont à l'ELS  $\approx 8300 \text{ T}$

A partir de là, déterminons la contrainte appliquée sur la surface du sol de fondation.

A l'ELS  $\sum F_v$  sur le radier  $\approx 8300 \text{ T} = 83000 \text{ KN}$  or  $S = 729 \text{ m}^2$  (S : surface du radier)

$$\Rightarrow q_{ref} = 83000 / 730 = 113.8 \text{ KPa}$$

$$\Rightarrow q_{adm} = 1192 \text{ KPa} > q_{ref} = 113.8 \text{ KPa}$$

Il est à noter que le poids du bâtiment (113.8 KPa) représente 92% du poids des terres déblayés ( $q_0 = \gamma \cdot D = 123.55$  KPa). Autrement dit, le fond des fouilles a été compressé naturellement.

Du point de vue de la capacité portante, le sol est apte à supporter l'ouvrage. Il reste à vérifier que les tassements occasionnés par la structure restent dans les limites admissibles.

#### *b) Evaluation des tassements*

Selon la méthode d'évaluation de tassements basée sur les résultats de l'essai du pressiomètre de Ménard.:

Le tassement final  $S_f$  dans le cas d'un sol homogène se calcul par la formule :

$$S_f = S_c + S_d = \frac{\alpha}{9 \cdot E_M} \cdot \lambda_c \cdot (p - \sigma_v) \cdot B + \frac{2}{9 \cdot E_M} \cdot (p - \sigma_v) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

On prendra les paramètres suivants :

$\alpha = 1/3$  (sables et graviers compacts)

$\lambda_c = 1.10$  et  $\lambda_d = 1.12$  ( $L/B=1$ )

$E_M = 72.84$  MPa

$P = q_{ref} = 137$  KPa

$\sigma_v = q_0 = 123.5$  KPa

$B = 27$ m et  $B_0 = 0.6$  m

D'où le tassement final  $S_f = 18$  mm

#### *c) Tassements admissibles des fondations*

Selon Terzaghi et Peck (1967), le tassement maximum qu'on peut accepter pour un bâtiment est en général de 25mm, avec ce tassement de 25mm, on estime que le tassement différentiel entre deux semelles ne dépassera pas les 20 mm

Or  $S_f = 18$  mm < 25 mm

Le tassement calculé est inférieur au tassement admissible.

Conclusion: Le choix du radier est justifié étant donné que les contraintes en termes de capacité portante et de tassement sont respectées.

### **4.3.2 Dimensionnement du radier**

#### *a) Caractéristiques générales du radier*

L'emprise de l'ouvrage limite la surface délimitée par le radier, cette surface est de 730 m<sup>2</sup>.

Nous avons déjà vérifié que la pression de contact de l'ouvrage ne dépassait pas la contrainte admissible du sol.

Le radier est considéré infiniment rigide donc nous devons satisfaire les conditions suivantes :

$l=6,00\text{m}$  : distance entre 2 poteaux successifs parallèlement aux nervures

→  $600/10 = 60\text{cm}$  pour les nervures.

$l=6,40$  : distance entre 2 poteaux successifs perpendiculairement aux nervures.

- $640/20 = 32\text{cm}$  pour les dalles.

### b) Condition de rigidité

Calcul de la raideur du sol pour un sol homogène

$\frac{1}{K} = \frac{\alpha.B}{9.E_M} \cdot \lambda_c + \frac{2}{9.E_M} \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha$ , avec K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$\Rightarrow \mathbf{K = 45.77 \text{ MPa/m} = 4577 \text{ T/m}^3}$$

Pour un radier rigide, il faut vérifier que :

$$\lambda.l = \sqrt[4]{\frac{K.B.l^4}{4.E.I}}$$

Avec  $\lambda.l$  = rigidité relative, si  $\lambda.l < 1.5$  → Radier rigide

$$\text{Pour un radier rigide} \Rightarrow 1.5 > \sqrt[4]{\frac{K.B.l^4}{4.E.I}} \Rightarrow (1.5)^4 > \frac{K.B.l^4}{4.E.I}$$

$$\Rightarrow \frac{4.E.I}{K.B} > \frac{l^4}{1.5^4}$$

$$\Rightarrow \frac{4.E.Bh^3}{12.K.B} > \frac{l^4}{1.5^4} \Rightarrow h > \sqrt[3]{\frac{l^4 \cdot 3.K}{E \cdot 1.5^4}}$$

Avec:

L : La distance maximale entre deux poteaux successifs = 6.05 m

I : Inertie de la section du radier  $I = \frac{bh^3}{12}$  où  $b = 1\text{m}$

$E_{cm}$  : module d'élasticité béton

$$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0.3} \text{ et } (f_{cm} \text{ en MPa}) \text{ en GPA}$$

$$\text{Avec } f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} = 35 + 8 = 43 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow E_{cm} = 34.07 \times 10^3 \text{ MPa}$$

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h > \sqrt[3]{\frac{l^4 \cdot 3 \cdot K}{E \cdot 1,5^4}} = \sqrt[3]{\frac{6,05^4 \cdot 3 \cdot 45,77}{34,07 \cdot 10^3 \cdot 1,5^4}} = 0.93 \text{ m}$$

Soit h = 0.95 m

Choix :

- h = 95 cm nervure
- h = 32 cm dalle
- b = 100 cm largeur de la nervure

### c) Détermination des efforts et combinaison de calcul

La descente de charges permanentes/exploitations sur radier nous a donné (cf. Tab. XIV):

- G = 7078.12 T
- Q = 1218.45 T
- Poids du radier  $\approx$  750 T
- Surface du radier = 730 m<sup>2</sup>

D'où la charge surfacique appliquée au radier est:

- G = (7078.12 + 750) / 730 = 10.72 T/m<sup>2</sup>
- Q = 1218.45 / 730 = 1.67 T/m<sup>2</sup>
- Combinaison de calcul
- ELS : G + Q = 12.39 T/m<sup>2</sup>
- ELU : 1.35 G + 1.5Q = 16.98 T/m<sup>2</sup>

### d) Vérification du radier au poinçonnement

❖ A l'ELU

Prenons la plus grande charge sur le poteau P6 (cf. Annexe B1)

- Section 100 x 50
- Charge à l'ELS : G = 331.8 T et Q = 56.6 T

$$\rightarrow V_{Ed} = 532.83 \text{ T}$$

La contrainte de cisaillement résistante est déterminée à partir de la formule suivante :

- $V_{Rd, max} = \text{Max} [C_{Rd,c} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} ; v_{min}]$  (en MPa)

avec:

- $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.5$
- $K = \min (2 ; 1+(0.2/d)^{0.5})$
- $\rho = \sqrt{\frac{A_x \cdot A_y}{B \cdot d_x \cdot A \cdot d_y}}$  : pourcentage d'acier moyen (nous devons limiter  $\rho$  à 0.02).  
Soit  $A_x = A_y = 5\text{cm}^2/\text{ml}$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5}$

Si  $V_{Ed, agissant} < V_{Rd, max}$

Dans ce cas aucune, armature de poinçonnement n'est nécessaire.

Le fichier Excel (cf. Annexe C) montre qu'à partir de 60 cm d'épaisseur aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire.

### 4.3.3 Charges ascendantes dues à la poussée hydrostatique

Suite au paragraphe précédent, nous prendrons un radier nervuré qui sera vérifié vis-à-vis la limitation de la contrainte de traction des aciers et la contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue.

Cette vérification sera faite pour les faces recevant le revêtement d'imperméabilisation

#### a) Détermination des efforts et combinaison de calcul

Les charges ascendantes sollicitant le radier dues à la poussée hydrostatique est de l'ordre :

$$W = - 4.47 \text{ T/m}^2$$

D'où la charge surfacique appliquée au radier est de l'ordre :

- $G = 10.72 - 4.47 = 6.25 \text{ T/m}^2$
- $Q = 1218.45 / 730 = 1.67 \text{ T/m}^2$

La combinaison de calcul à l'ELS est : G+Q

#### b) Vérification contrainte béton tendu selon DTU 14.1.

❖ Des nervures

Cas des nervures N6 à N10 les plus sollicitées (cf. Annexe D1), avec une largeur d'influence de 6.15 m → Les charges linéiques sur les nervures N6 à N10 sont :

- $G = 38.44 \text{ T/ml}$
- $Q = 10.27 \text{ T/ml}$

➤ La travée la plus sollicitée est N10

- Nervure épaisseur 95 cm

- $M_{tmax} = 133.76 \text{ T.m} = 1.3376 \text{ MN.m}$  (cf. Annexe D2) calcul fait via le logiciel ACAPULCO
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $\theta = 5/3$

Calcul de la contrainte admissible béton =  $1.1 \times \theta \times f_{c28} = 1.1 \times 5/3 \times 2.7 = 4.95 \text{ MPa}$

avec  $I/V = (bh^3/12) / (bh/2) = bh^2/6$

Vérification en section homogénéisée :

$\sigma_b = M_t / (I/V) = M_t / (bh^2/6) = 1.3376 \times 6 / (1 \times 0.95^2) = 8.89 > 4.95 \text{ MPa}$  **non vérifié**

h strictement nécessaire =  $\sqrt{\frac{M_t * 6}{b \cdot \sigma_b}}$

$$\rightarrow h = \sqrt{\frac{1.3376 * 6}{1 * 4.95}} = 1.275 \text{ m} = 127.5 \text{ cm}$$

Soit 130 cm la hauteur demandée pour les nervures.

#### ❖ Des dalles

Cas de la travée A4 (cf. Annexe D3) calcul fait via le logiciel ACAPULCO :

- Dalle épaisseur 32cm
- $M_{tmax} = 11.99 \text{ T.m} = 0.1199 \text{ MN.m}$  (cf. Annexe D4) calcul fait via le logiciel ACAPULCO
- $f_{c8} = 35 \text{ MPa}$
- $\theta = 5/3$

Calcul de la contrainte admissible béton :  $1.1 \times \theta \times f_{c28} = 1.1 \times 5/3 \times 2.7 = 4.95 \text{ MPa}$

Vérification en section homogénéisée :

$\sigma_b = M_t / (I/V) = 0.1199 \times 6 / (1 \times 0.32^2) = 6.92 < 4.95 \text{ MPa}$  **non vérifié**

h strictement nécessaire =  $\sqrt{\frac{M_t * 6}{b \cdot \sigma_b}}$

$$\rightarrow h = \sqrt{\frac{0.1199 * 6}{1 * 4.95}} = 38 \text{ cm}$$

Soit 38 cm la hauteur demandée pour les dalles.

#### c) Armatures min. dans les dalles selon DTU14.1

$A_{s \text{ min}} = 1\% \times 38 \times 100 = 3.8 \text{ cm}^2/\text{ml} < ST40C = 4.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (avec recouvrement dans le 2 sens) pour la face supérieures des dalles.

#### d) *Limitation de la contrainte de traction des aciers suivant le DTU 14.1*

La contrainte de traction des aciers tendues doit être limitée (cf. chap. 2, Tab. IX), pour béton C35/45.

#### e) *Maitrise de la fissuration*

En effet, on va se baser sur la procédure de la limitation de la contrainte des aciers dans le béton tendu et les dimensions/aciers recommandés selon le DTU 14.1, en vérifiant l'ouverture des fissures recommandées pour ce projet  $W_{\max} = 0.2 \text{ mm}$ .

##### ❖ Calcul de l'ouverture des fissures

$$W_k = S_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < W_{\max}$$

- $W_k$  : ouverture de la fissure calculée.
- $S_{r,\max}$  : espacement maximal des fissures.
- $\varepsilon_{sm}$  : élongation moyenne de l'armature sous la combinaison de charges appliquées compte-tenu de la rigidité du béton tendu, du retrait, etc...
- $\varepsilon_{cm}$  : déformation moyenne du béton entre les fissures.

Selon l'annexe E  $\rightarrow W_k = 0.1645 < W_{\max} = 0.2 \text{ mm}$ , condition est vérifiée.

### 4.3.4 Choix retenu

Epaisseur radier selon :

#### a) *l'hypothèse simplificatrice, radier rigide :*

- Nervure épaisseur = 95 cm
- Largeur nervure = 100 cm
- Dalle épaisseur = 32 cm

#### b) *Vérification au Poinçonnement (sans armatures de poinçonnement)*

- Nervure/dalle épaisseur = 60 cm

#### c) *Cuvelage, DTU 14.1*

- Nervure épaisseur = 130 cm
- Largeur nervure = 100 cm
- Dalle épaisseur = 38 cm

Le choix final sera pour un radier nervuré possédant les dimensions suivantes :

- Nervure épaisseur = 130 cm
- Largeur nervure = 100 cm
- Dalle épaisseur = 38 cm

## 4.4 Equilibre statique - Vérification au soulèvement

### 4.4.1 Vérification de la structure

Lorsque la Seine est en crue (montée rapide du niveau du fleuve), l'onde de crue de la Seine se propage dans les terrains, ce qui va engendrer des efforts déstabilisateurs au sein de la structure, surtout la zone du bâtiment qui s'arrête au RDC.

- Charges descendantes  $G_{k,i,inf}$  sur le poteau P1 = 42.7 T
- Charges, ascendantes dues à la poussée hydrostatatique
  - 28.51 (EE) -24.05 (sous face radier) = 4.46 m
  - 28.02 (EH) -24.05 (sous face radier) = 3.97 m
- ➔ Pour EE  $V_{dst,d} = \gamma_{Fw} \times F_w = 1 \times 4.46 = 4.46 \text{ T/m}^2$
- ➔ Pour EH  $V_{dst,d} = \gamma_{Fw} \times F_w = 1.2 \times 3.97 = 4.76 \text{ T/m}^2$

Donc, le cas le plus défavorable est l'action de l'eau au niveau (caractéristique) EH

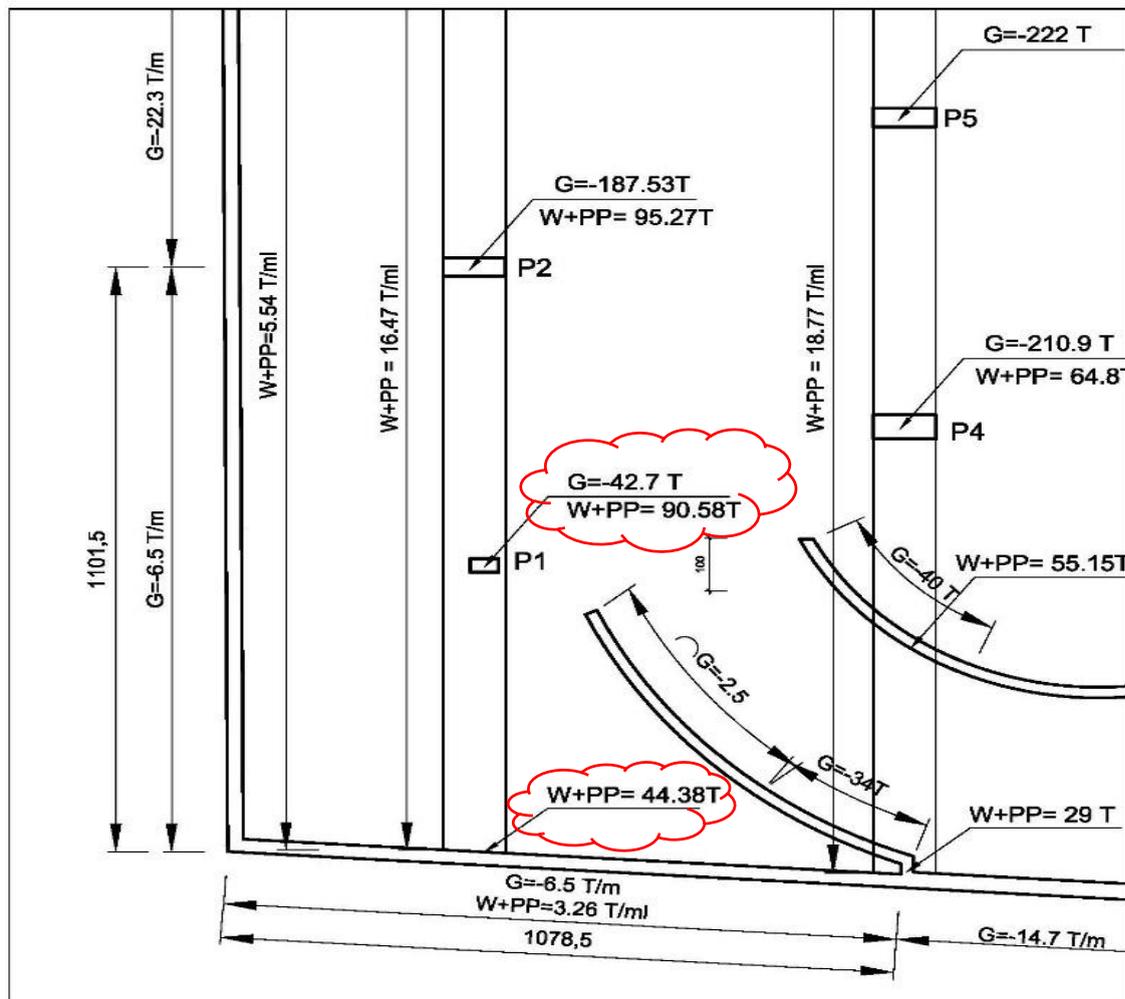


Figure 9– Vue en plan du radier et des éléments structuraux soulevés.

La vérification des charges ascendantes et descendantes (cf. Figure 9) montre que le poteau P1 et le voile en face de poteau P1 sont soulevés par la poussée hydrostatatique.

#### ➔ Risque de soulèvement.

- P1 est sollicité par une charge ascendante =  $90.58 - 42.7 = 47.88 \text{ T}$

- Au niveau du voile, les charges sollicitant sont :
- Charge ascendante provenant de la nervure = 44.38 T
  - Charge ascendante provenant des dalles =  $3.26 \times 10.78 = 35.14$  T
  - Charge descendante provenant de la superstructure =  $6.5 \times 10.78 = 70.07$  T
- ➔  $44.38 + 35.14 - 70.07 = 9.45$  T

Remarque : les valeurs W+PP dans la figure 9 indiquent : la poussée de l'eau ascendante (en signe+) et Le poids de radier descendante (en signe -)

L'étude de stabilisation des éléments structuraux soulevés sera traitée dans le chapitre 5.

## 4.5 Calcul radier par élément finis

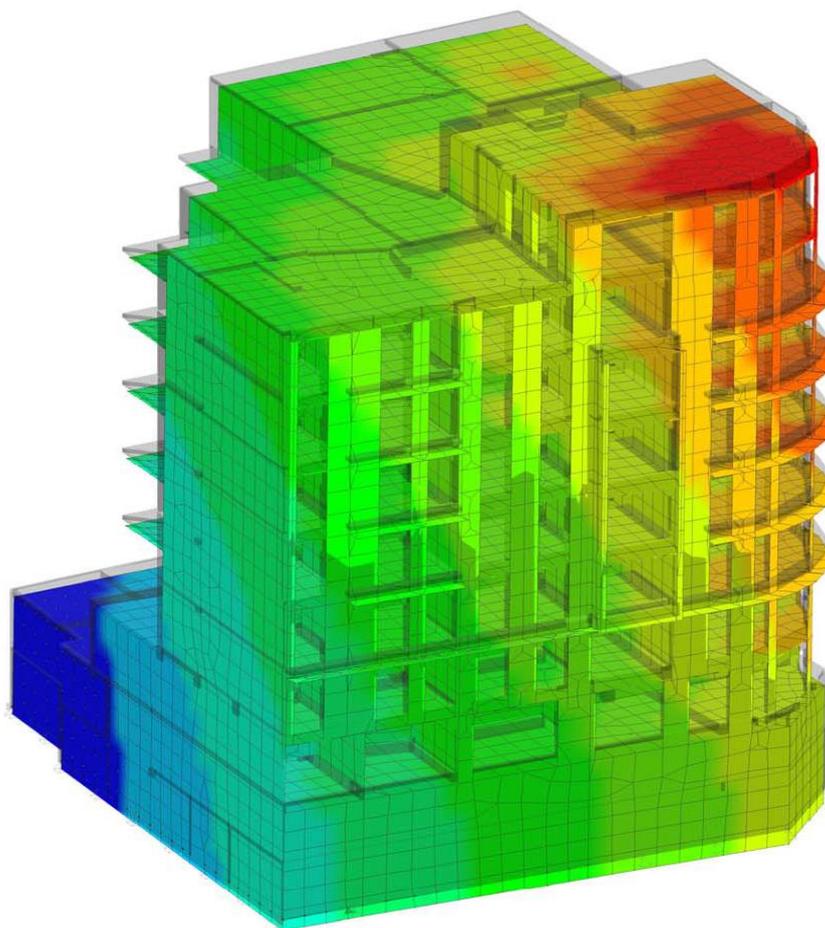


Figure 10 – Vue 3D du bâtiment modélisé sur Graitec Advance design.

### 4.5.1 Modélisation

Dans le but d'économiser au niveau des armatures et de béton, nous allons prendre un radier flexible d'épaisseur constante 60 cm qui est l'épaisseur minimale vis-à-vis la vérification au poinçonnement (cf. § 4.3.2 d), où ce radier flexible est modélisé par éléments finis.

Dans Graitec Advance Design, le radier est modélisé à partir d'un élément surfacique d'épaisseur constante 60 cm de type coque reposant sur un appui élastique surfacique Ksol.

Le radier reprenant uniquement des efforts perpendiculaires à son plan.

- L'appui surfacique est de type butée, et la raideur du sol  $K_{TZ} = K_{sol} = 4577 \text{ T/m}^3$  (cf. § 4.2.2)
- La poussée hydrostatique est introduite sous forme de charge surfacique =  $4.47 \text{ T/m}^2$  ;
- Résistance caractéristique du béton : XC2 - C35/45 MPa ;
- Nuance d'aciers  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration pour radier :  $W_{max} = 0.2\text{mm}$  (selon CCTP).

Selon l'Eurocode, les combinaisons à utiliser sont de type « ELU STR/GEO » et « EQU », déjà présentées dans le chapitre 2.

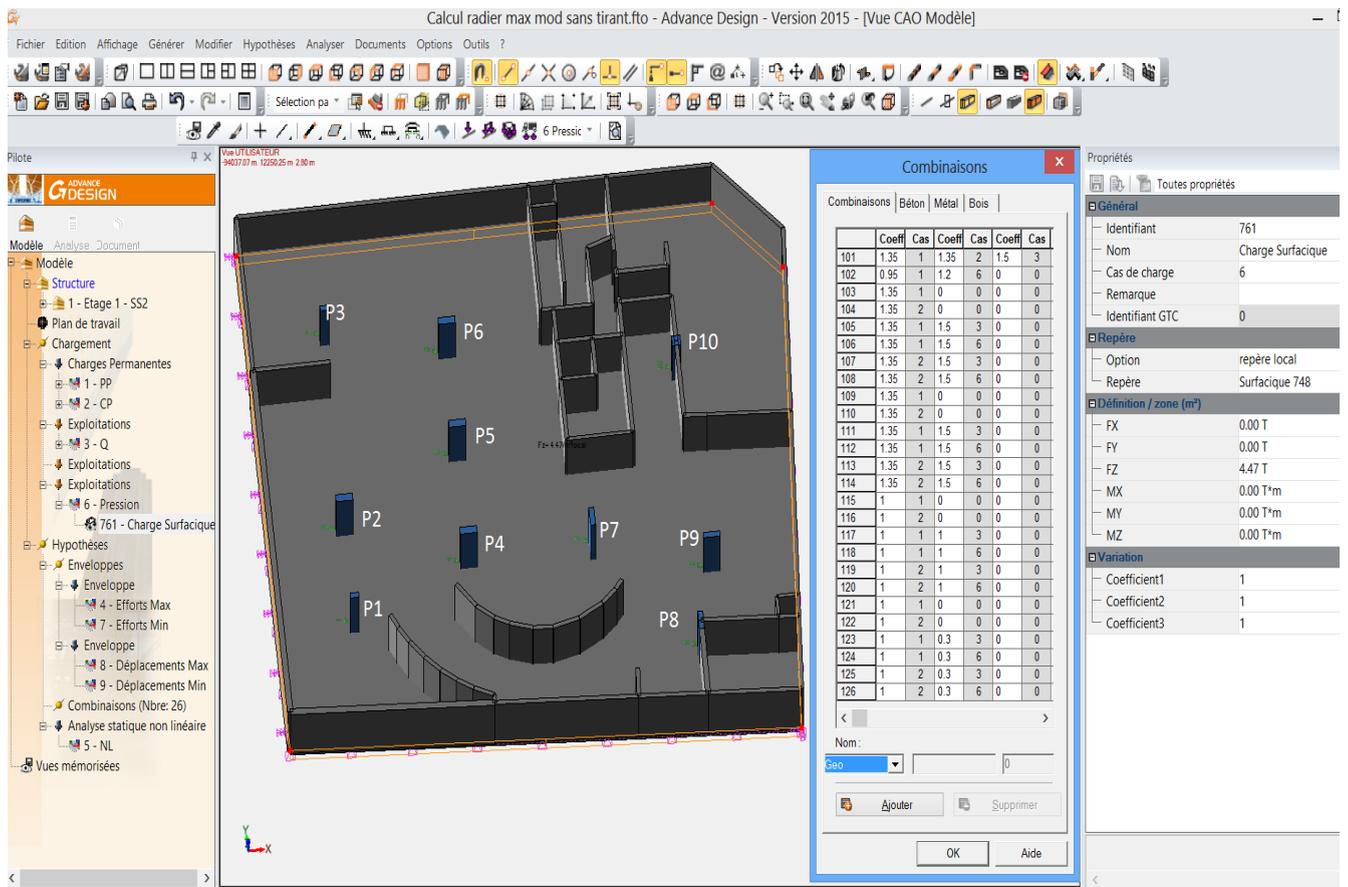


Figure 11 - Vue en plan radier et paramètres de calcul sur Giatec Advance design

Un maillage de type Delaunay<sup>9</sup> Triangles et Quadrangles est défini. Compte tenu de la taille du modèle et des matériaux utilisés (béton C30/37), une maille triangulaire de 1 m a été choisie. Après avoir réalisé plusieurs essais avec des maillages de natures différentes (maillage plus fin, maillage adaptatif), il s'avère que ce choix propose le meilleur compromis entre la légèreté du modèle et la précision des résultats.

<sup>9</sup> Delaunay : Boris Delaunay (1890-1980) mathématicien russe a inventé la triangulation de Delaunay, tel qu'un ensemble P de points du plan est une triangulation DT (P) telle qu'aucun point P n'est à l'intérieur du cercle circonscrit d'un des triangles de DT(P). Source WIKIPEDIA

## 4.5.2 Exploitation des résultats

Le logiciel de calcul aux éléments finis permet de visualiser les déformations et les efforts sous forme de valeurs, vecteurs, région iso, etc...

## 4.5.3 Déformation

La figure 12 présente les déformations verticales sur la surface du radier en vecteur et couleur.

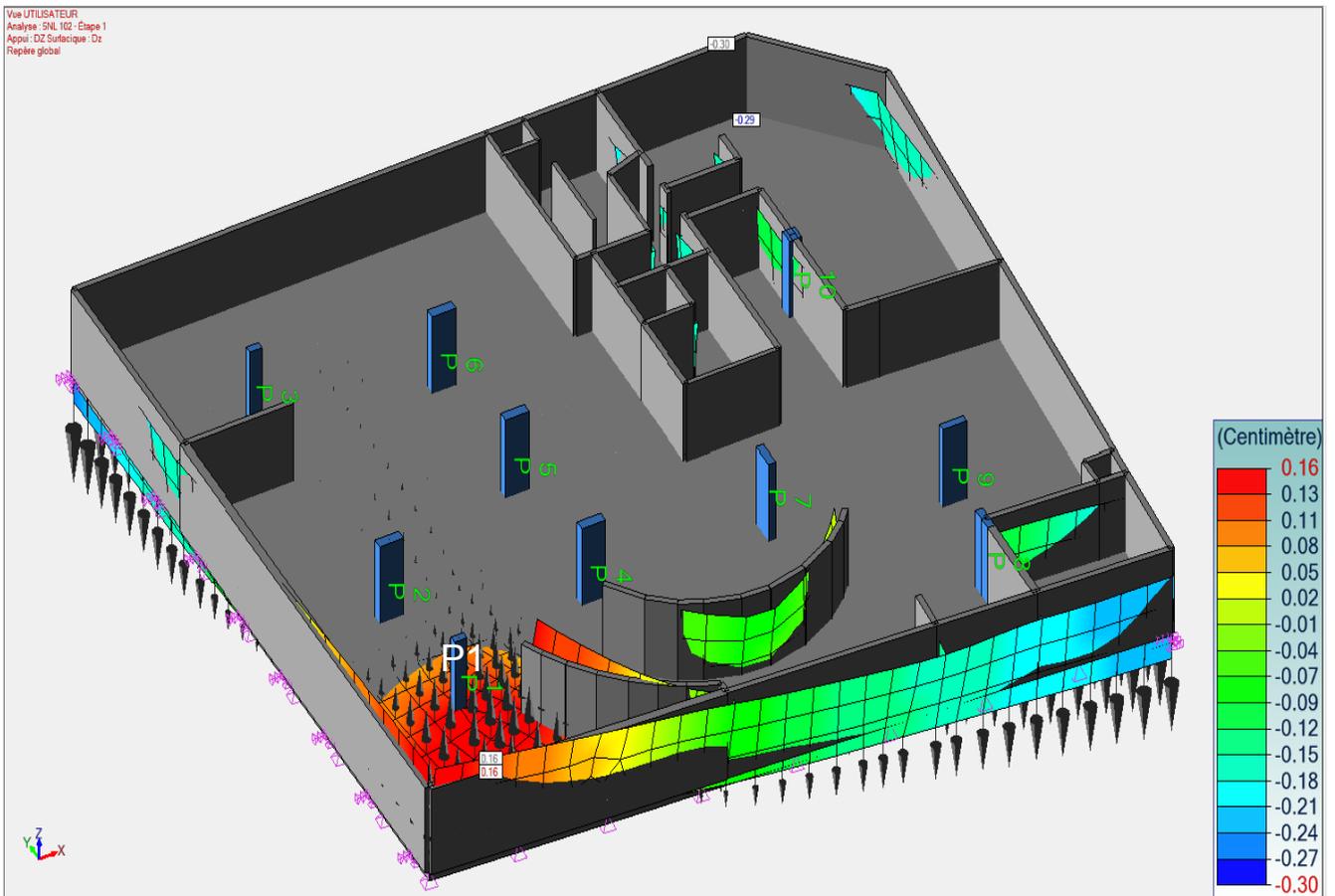


Figure 12- Aperçu de la partie soulevée de la structure sur Graitec Advance design

En conséquence, cette figure montre que la zone en rouge (sans superstructure), au droit du poteau P1 est soulevée par les efforts ascendants engendrés par la poussée hydrostatique, ce risque de soulèvement sera étudié dans le chapitre suivant.

NB : La combinaison de calcul utilisée dans la vérification de l'équilibre statique de la structure est celle de l'Eurocode (cf. chapitre 2 *Tab. VII et VIII*) qui est plus défavorable que la combinaison définie dans DTU 14.1 (cf. chapitre 2 *Tab. VI*).

## 4.5.4 Calcul et ferrillages

### a) Tout d'abord sans tenir compte de la poussée hydrostatique à l'ELU/ELS

Les deux cartographies des armatures inférieures (cf. Figures 13 et 14) indiquent qu'un treillis soudé général inférieur type ST15C (1.42 cm<sup>2</sup>/ml) peut être utilisé avec des renforts ponctuels si nécessaire.

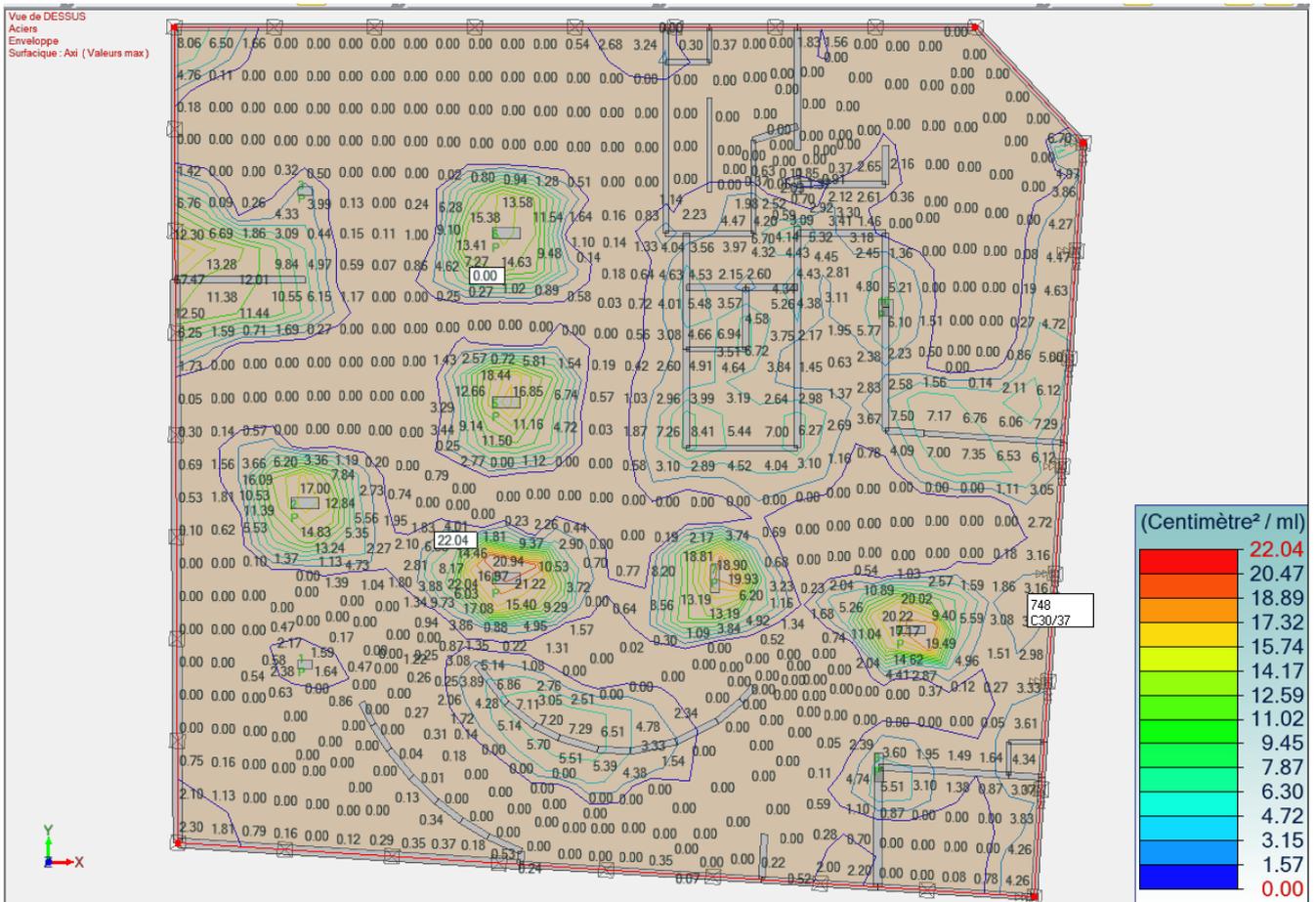


Figure 13- Modélisation radier sans poussée hydrostatique, Ferrailage inférieur suivant x

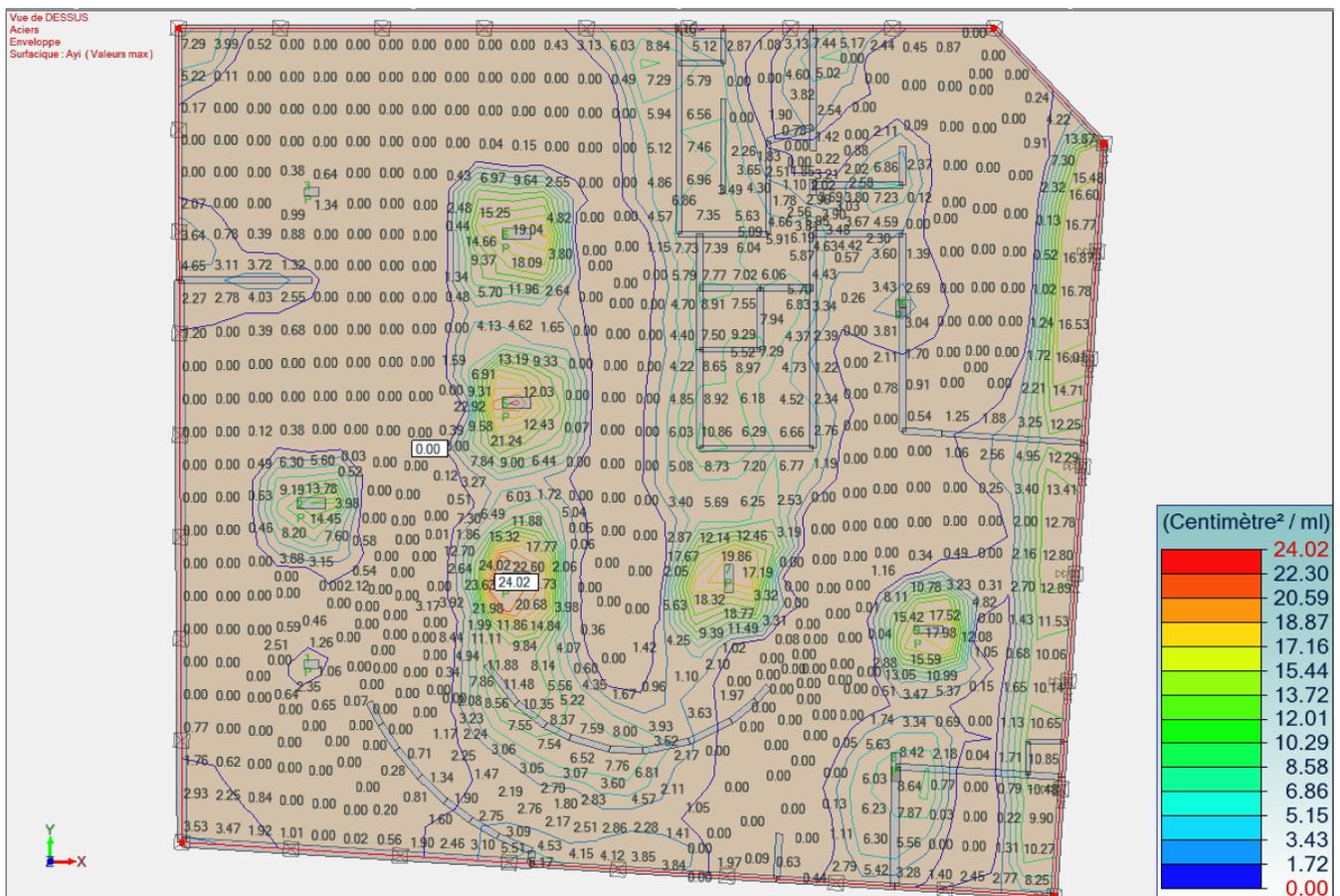


Figure 14- Modélisation radier sans poussée hydrostatique, Ferrailage inférieur suivant y

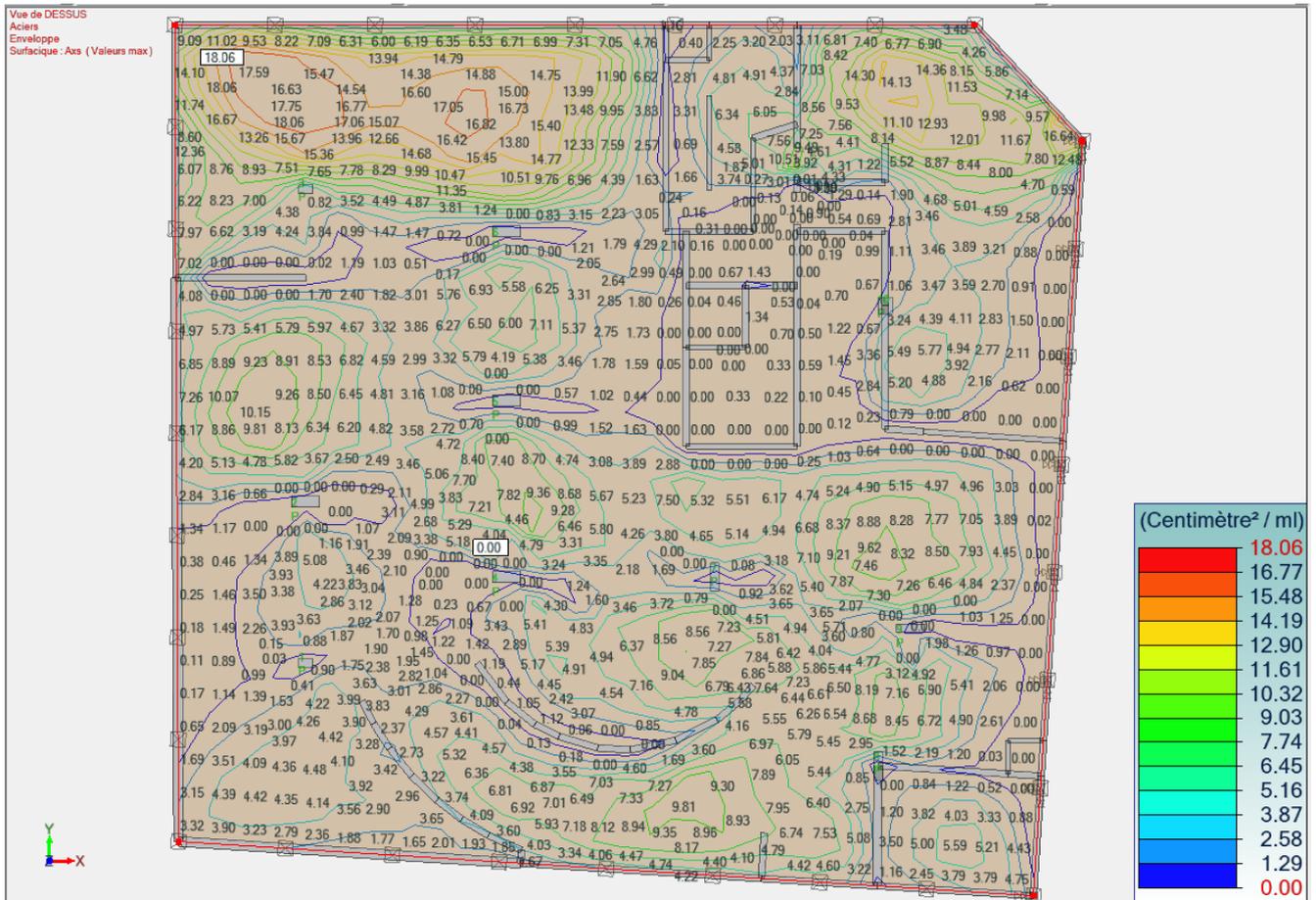


Figure 15- Modélisation radier sans poussée hydrostatique, Ferrailage supérieur suivant x

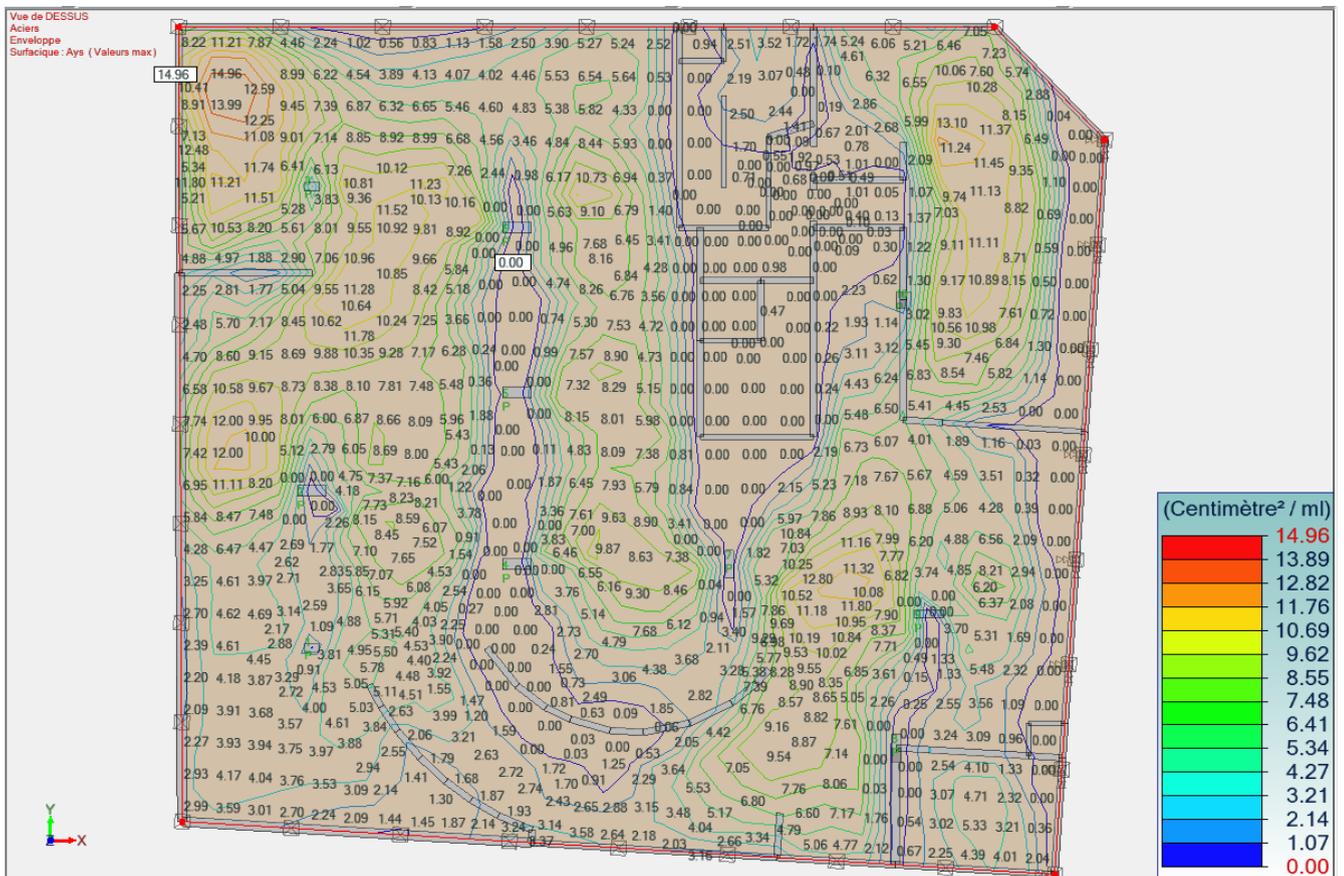


Figure 16- Modélisation radier sans poussée hydrostatique, Ferrailage supérieur suivant y

Les deux cartographies des armatures supérieures (cf. Figures 15 et 16) indiquent que deux treillis soudés généraux supérieurs type ST40C ( $2 \times 3.85 = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) peuvent être utilisés avec des renforts ponctuels quand nécessaire.

*b) Avec poussée hydrostatique à l'ELS.*

Dans cette partie, nous traiterons le cas le plus défavorable entre le DTU14.1 et l'Eurocode 0, selon les combinaisons de calcul déjà vues dans le chapitre 2.

**1<sup>er</sup> cas** – selon le DTU 14.1 il faut diviser l'eau en 3 parties : permanentes, variables et accidentelles →

- Charge permanente = 0 (car le niveau EB = 23.42 est plus bas que la sous face du radier)
- Charge variable = 28.01 (EH) – 24.05 (sous face radier) = 3.96 T/m<sup>2</sup>
- Charge accidentelle = 28.52 (EE) – 24.05 (sous face radier) = 4.47 T/m<sup>2</sup>

*NB: dans les 2 cas de charges variables et accidentelles, nous avons pris la sous face du radier comme niveau de référence, parce que le niveau EB = 23.42 est plus bas que la sous face du radier.*

Par ailleurs, les charges permanentes et variables descendants sont prises comme favorables (cf. chapitre 2, *Tab. II et III*).

**2<sup>ème</sup> cas** – Selon l'Eurocode 0, le niveau d'eau à prendre en compte est le niveau caractéristique (EH) comme charge permanente (cf. chapitre 2, *Tab. IV*) →

- Charge permanente = 28.01 – 24.05 (sous face radier) = 3.96 T/m<sup>2</sup>

Aussi, dans l'Eurocode 0, les charges permanentes et variables descendants sont prises comme favorables.

Donc les combinaisons utilisées seront celles de DTU14.1. Et, grâce au logiciel Graitex Advance Design, nous pouvons limiter les contraintes de traction des aciers et en même temps vérifier les contraintes de traction de la fibre de béton la plus tendue, tout en définissant dans le calcul la valeur de l'ouverture de fissure  $W_{\max}$  recommandée par l'Eurocode 2.

➤ Hypothèses de calcul, pour béton C35/45 :

- La contrainte de traction de l'acier est limitée pour la face supérieure recevant l'étanchéité : 240 MPa, soit pour aciers de type HA12 (cf. chapitre 2, *Tab. IX*)
- La contrainte de traction de l'acier est limitée pour la face inférieure en contact avec l'eau : 280 MPa, soit pour aciers de type HA16 (cf. chapitre 2, *Tab. IX*)
- Contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue max = 4.95 MPa.
- Limite ouverture de fissures  $W_{\max} = 0.2 \text{ mm}$

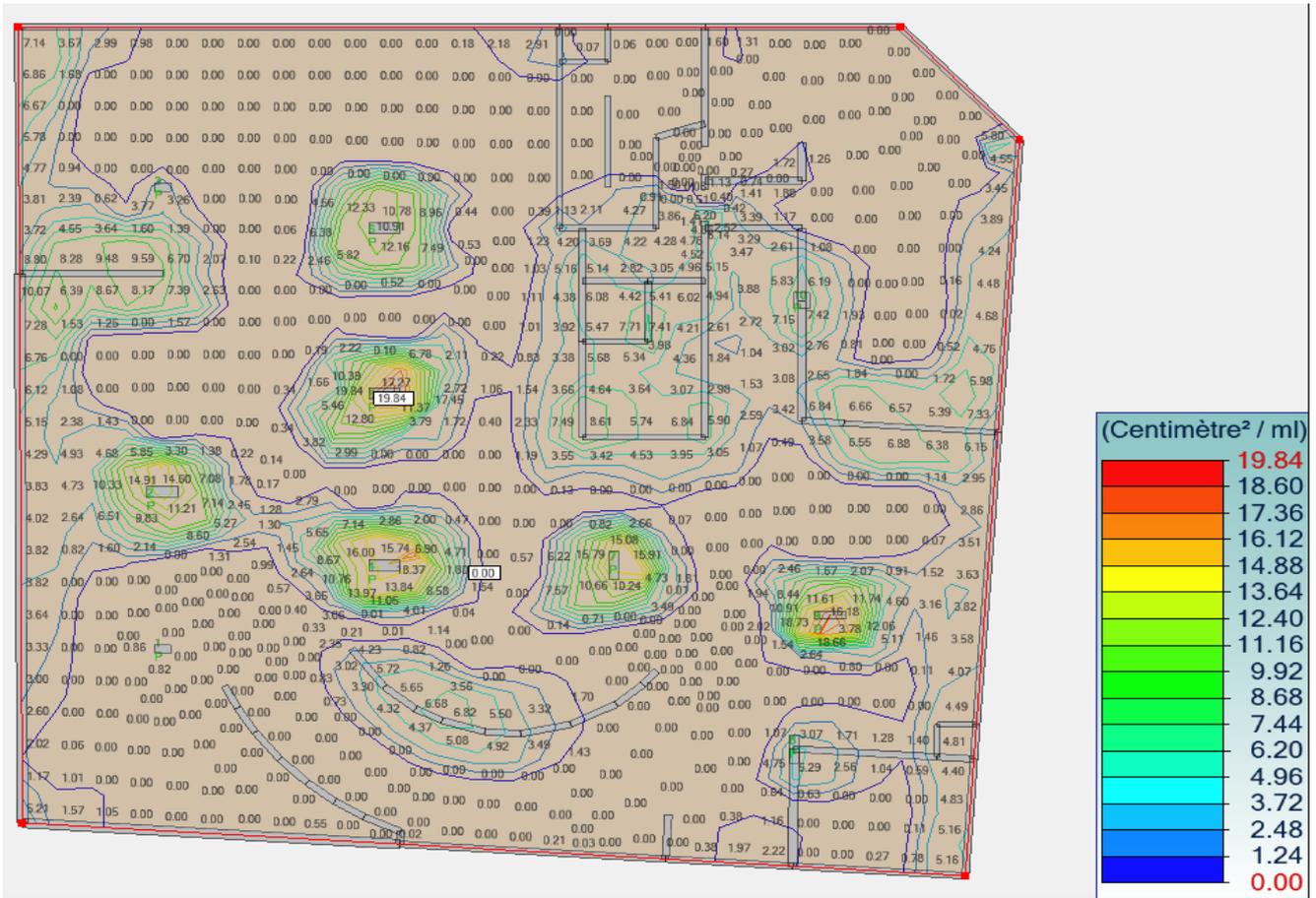


Figure 17- Modélisation radier avec poussée hydrostatique, Ferrailage inférieur suivant x

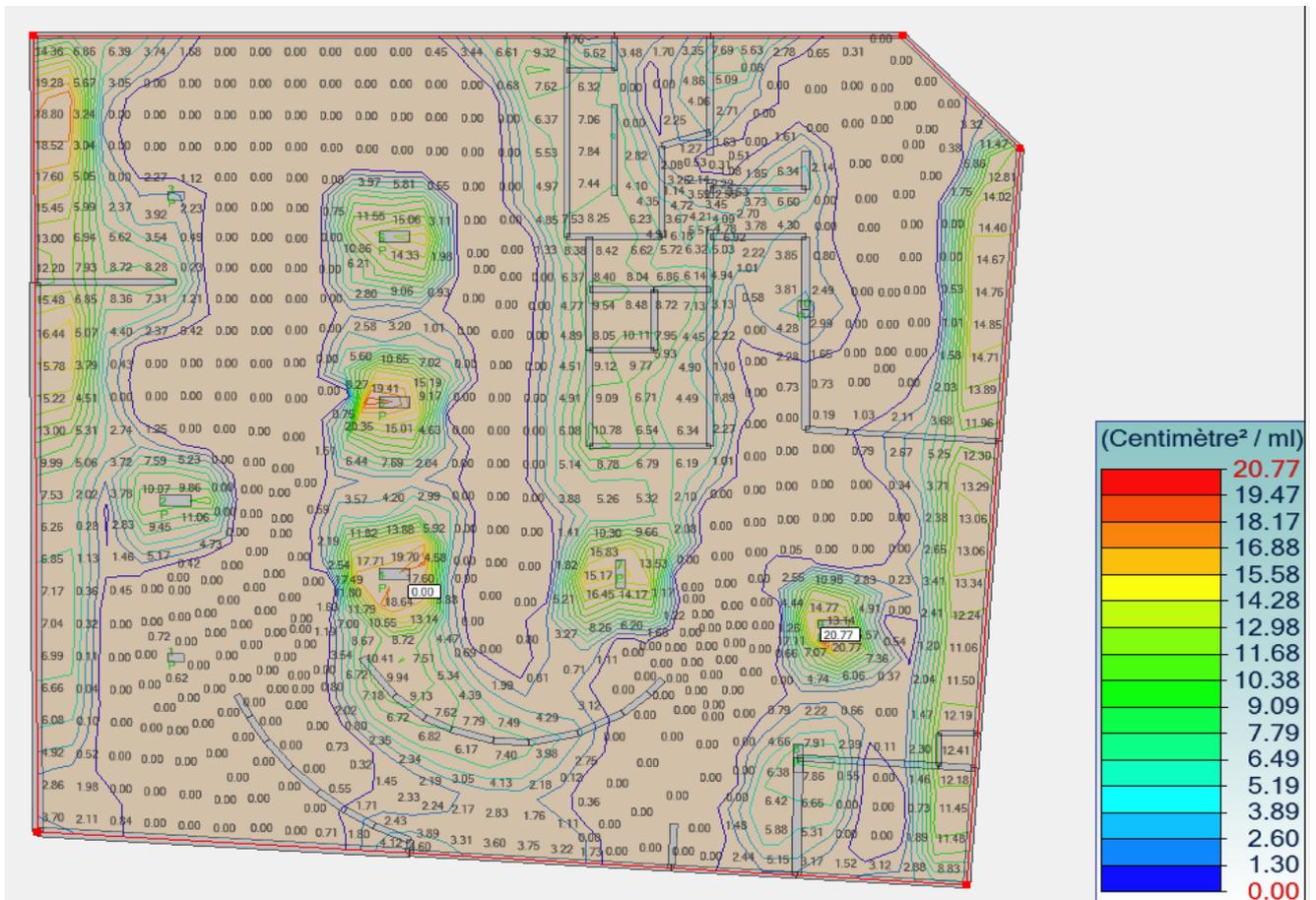


Figure 18- Modélisation radier avec poussée hydrostatique, Ferrailage inférieur suivant y

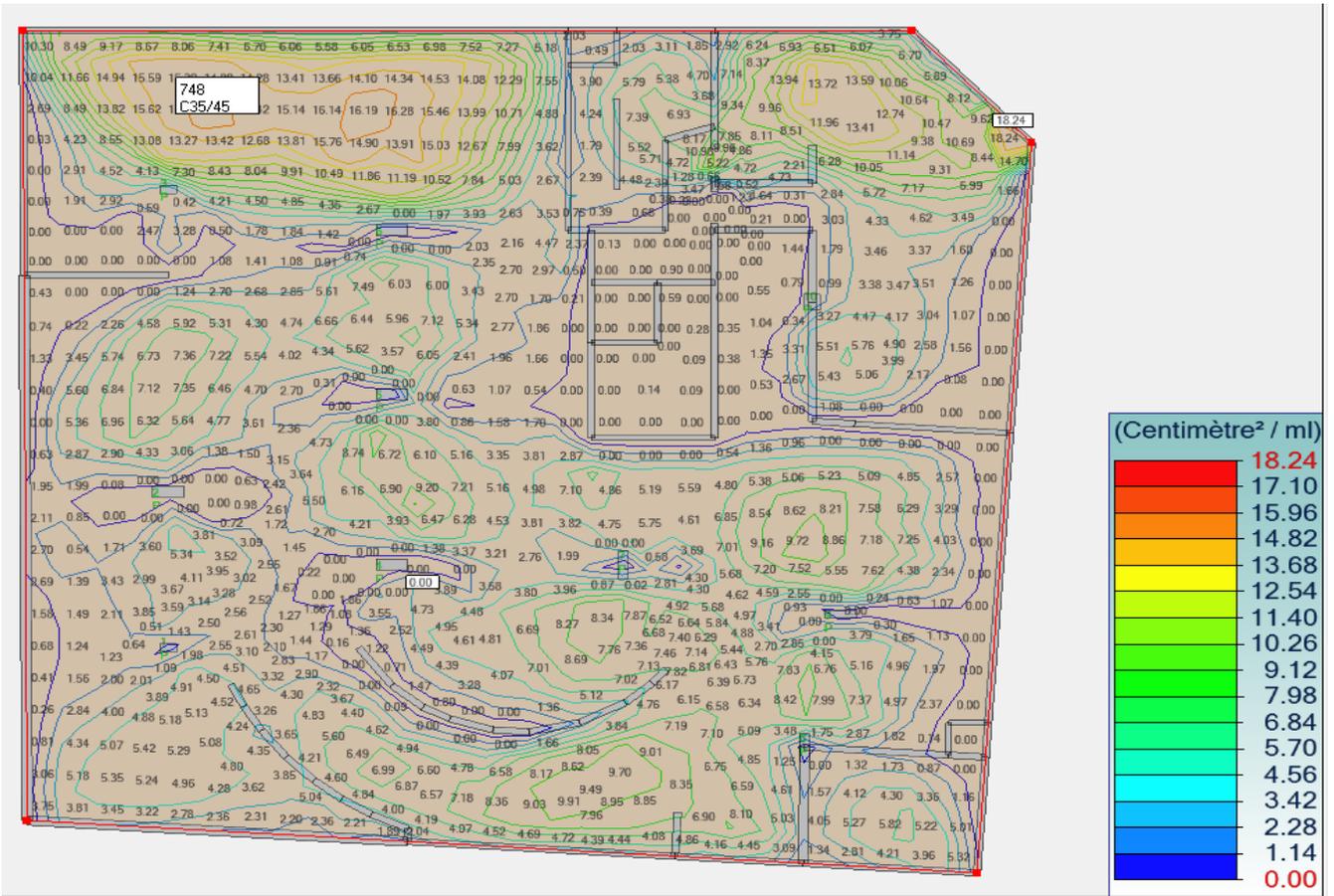


Figure 19 - Modélisation radier avec poussée hydrostatique, Ferrailage supérieur suivant x

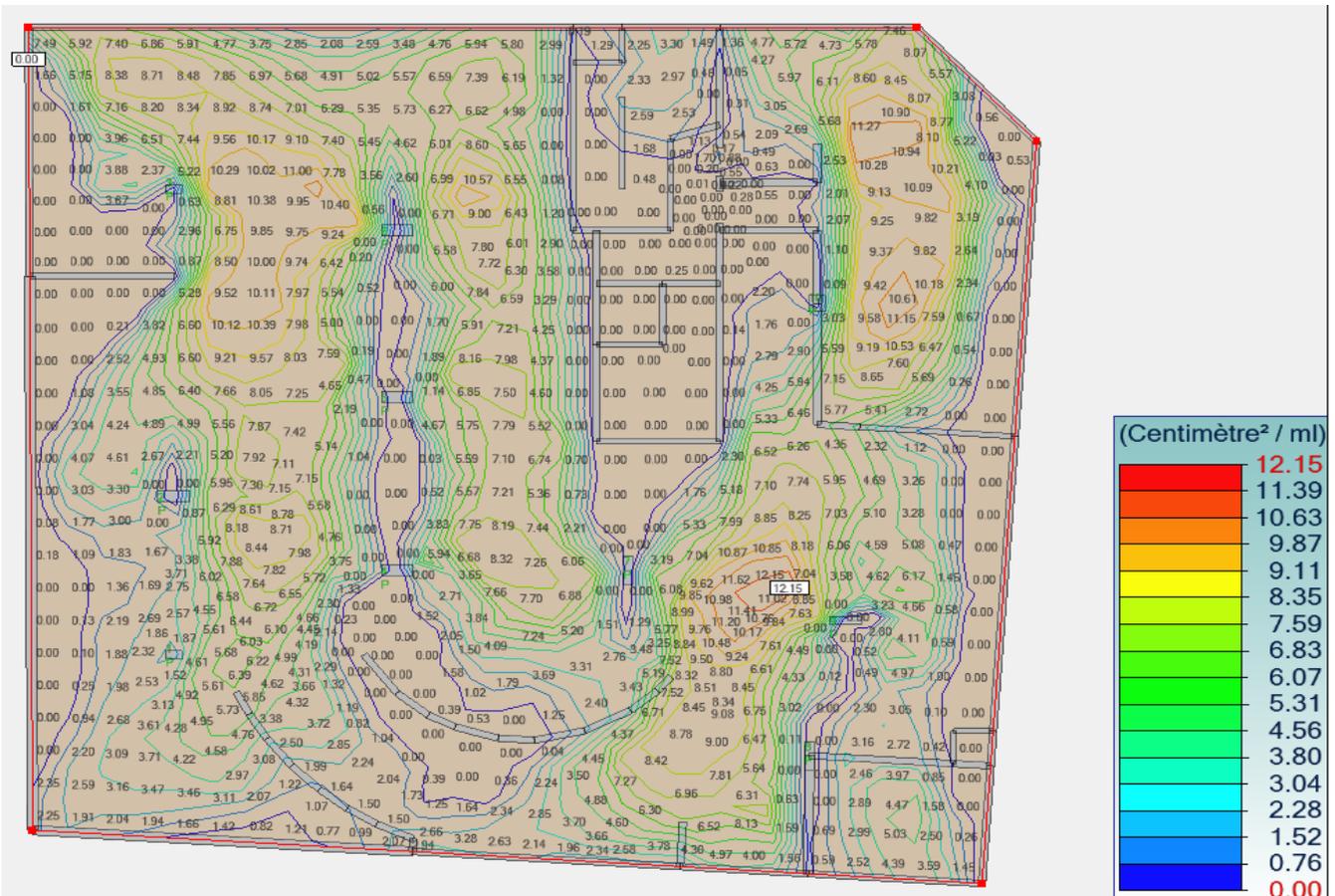


Figure 20- Modélisation radier avec poussée hydrostatique, Ferrailage supérieur suivant y

Les deux cartographies des armatures inférieures (cf. Figures 17 et 18) indiquent que le treillis soudé général inférieur type ST15C (1.42 cm<sup>2</sup>/ml) mis en place est suffisant, avec des renforts ponctuels quand nécessaire.

Egalement, les deux cartographies des armatures supérieures (cf. Figures 19 et 20) indiquent que deux treillis soudés généraux supérieurs type ST40C (2x3.85=7.7 cm<sup>2</sup>/ml) peuvent être utilisés avec des renforts ponctuels quand nécessaire

*Remarque : Selon les résultats issus de ces deux modèles (sans et avec la poussée hydrostatique), les sections d'armatures maximales seront retenues, pour chacune des nappes inférieures et supérieures et dans le deux sens.*

C'est pourquoi, les renforts à mettre en place vis-à-vis les charges gravitaires et la poussée hydrostatique seront de type:

- 1ST15C inférieure générale dans le radier.
- 2ST40C supérieures générales dans le radier.
- Des renforts HA complémentaires selon les cartographies présentées (cf. Figures 13 à 20).

➤ Pour la vérification de la limite de l'ouverture des fissures, l'annexe F1 montre que :

$W_k = 0.051 < W_{\max} = 0.2$  mm, condition vérifiée

➤ Pour la contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue, l'annexe F2 montre que :

$\sigma_{c,x} = 4.85 \leq \sigma_{c,\max} = 4.95$  MPa, condition vérifiée

$\sigma_{c,y} = 4.95 \leq \sigma_{c,\max} = 4.95$  MPa, condition vérifiée

### 4.5.5 Détermination des Charges ascendantes à compenser

Après avoir estimé les charges ascendantes manuellement (cf. § 4.4.1), l'objectif de cette partie consiste, en utilisant le logiciel Graitec Advance Design, à trouver les charges ascendantes solliciter les éléments structuraux porteurs.

L'idée est d'ajouter deux appuis ponctuels rigides (MP1 et MP2) au niveau du poteau P1 et à l'intersection des voiles contre terre en face du poteau P1, afin de stabiliser les éléments porteurs soulevés.

A partir de cette disposition, nous pouvons chercher les charges ascendantes sollicitées ces deux appuis afin de les compenser → trouver les efforts Fzz (cf. Figure 21) au niveau des appuis ponctuels dans le modèle du radier avec la poussée hydrostatatique.

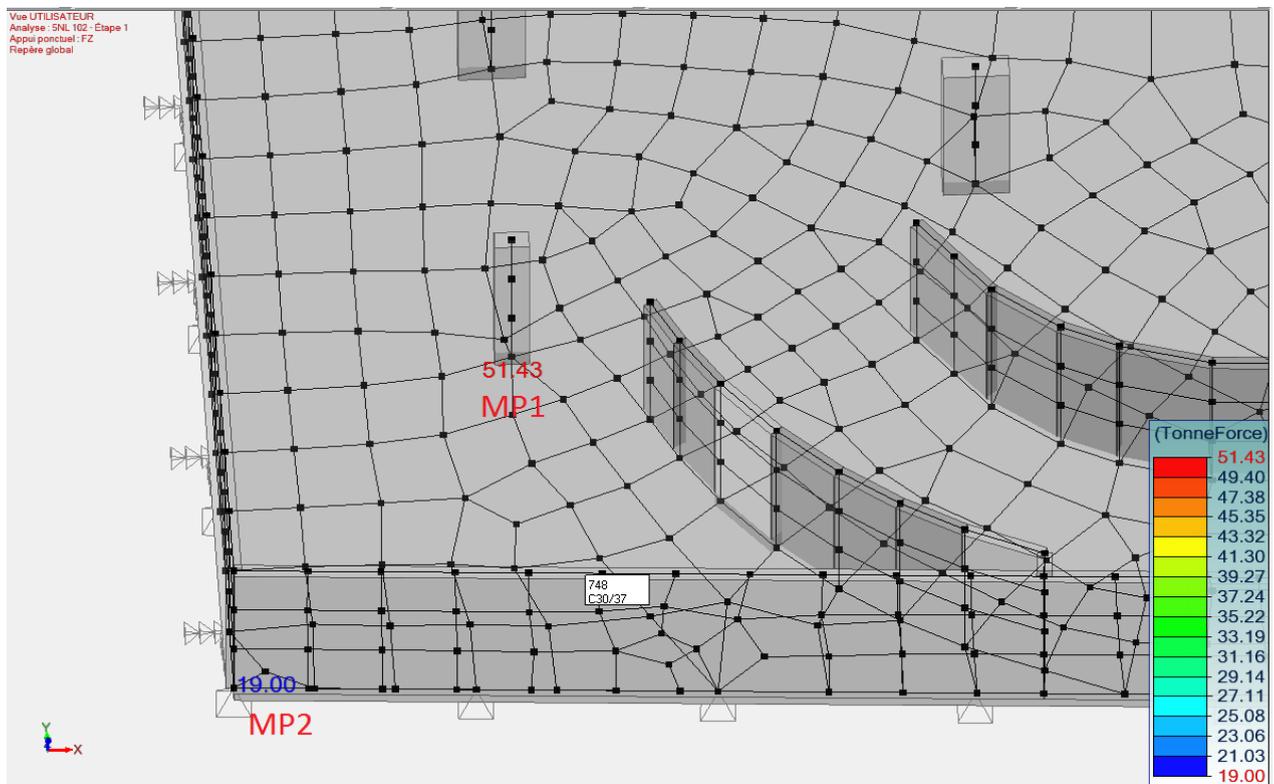


Figure 21- Modélisation radier avec poussée hydrostatatique, appuis ponctuels et charges ascendantes à compenser

## 5. Etude de cas : Stabilisation de la structure

Dans le chapitre 4 (cf. § 4.4.1 et 4.5.5), nous avons remarqué qu'il existe un risque de soulèvement au niveau de la partie de la structure s'arrêtant au RDC.

Dans le présent chapitre, nous exposons les différentes méthodes envisageables pour stabiliser cette partie soulevée par la poussée hydrostatique.

En effet, ce chapitre fera l'objet d'étude des 3 méthodes, qui sont les suivantes:

- a) Stabilisation par ancrage, micropieux en traction
- b) Stabilisation par Lestage, épaissement radier
- c) Stabilisation par Poutre-voile.

### 5.1 Micropieux en traction

#### 5.1.1 Définition

Le micropieu est un pieu de diamètre inférieur à 250 mm qui comporte une armature centrale scellée dans un coulis de ciment.

Les micropieux peuvent travailler indifféremment en traction ou en compression.

Après le recépage des micropieux au niveau de la tête, il sera mis en place de platines de connexion à intégrer dans le radier.

Selon DTU 13.12 et fasc. 62-titre V, les micropieux se classent suivant le matériel de forage et les techniques d'injection en 4 types de micropieux.

- Type I: pieu foré tubé, rempli de mortier (micropieux de type FONDEDILE), n'est plus actuellement utilisé en France.
- Type II: pieu foré, équipé d'armatures, scellé au coulis de ciment ou au mortier par gravité au moyen d'un tube plongeur.
- Type III : pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite en tête à une pression égale ou supérieure à 1MPa, elle est globale et unitaire (IGU).

- Type IV : pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite, à chaque niveau de manchettes, avec un obturateur simple ou double à une pression égale ou supérieure à 1 MPa.  
L'injection est répétitive et sélective (IRS).

Dans notre étude nous prendrons un micropieu de type II, qui est le type le plus courant en France.

### 5.1.2 Justification de la portance des micropieux

Selon le DTU 13.2, la portance à l'ELS est calculée selon le terme de frottement admissible à partir de la formule ci-dessous :

$$Q_s = p \times \sum (q_{si} \times h_i)$$

avec :  $p$  périmètre du micropieu

$q_{si}$  frottement latéral limite dans chacune des couches traversées

$h_i$  épaisseur de chacune des couches traversées

- Selon le rapport de sol, le sol est homogène (sablo-graveleux)
- Soit la profondeur d'ancrage  $D = 15$  m
- Le diamètre de forage des micropieux est de 250 mm.

Dans le but d'économiser, nous prévoyons la réalisation d'un essai de contrôle de la portance des micropieux (pas de minoration par le coefficient 1.5 sur la capacité portante).

Selon DTU 13.2 figure 4 (d'après M.Bustamante et L. Gianceselli)

Le sol est de catégorie B →

$q_{si} = 120$  KPa

et  $h_i = 15$  m

→  $Q_s = 0.25 \times 0.120 \times 18 = 0.54$  MPa = 54 T

### 5.1.3 Justification de la stabilité à la traction

La stabilité à la traction des cônes de terre est déterminée selon l'Annexe 2 des recommandations du T.A. 95 (Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des Tirants d'Ancrages).

Cette vérification complémentaire consiste à vérifier que le poids des terres déjaugé  $P'$  représenté par le volume de sol associé à chaque micropieu est supérieur à l'effort de traction  $T_{ELS}$  de la descente de charges fournie.

Le volume de terre associé à chaque micropieu est déterminé de la manière suivante :

$$V_{\text{terre}} = S \times (H1 / 3 + H2)$$

- $H$  la hauteur du micropieu sous le radier
- $H1$  la hauteur du volume de terre du pied du cône  $H1 = R / (\text{tg } \beta)$
- $H2$  la hauteur du volume de terre du tronc du cône  $H2 = H - H1$
- $\beta$  l'angle d'épanouissement la base du cône  $\beta = (2/3) \times \varphi = 20^\circ$
- $\varphi$  l'angle de frottement des couches de sol  $\varphi = 30^\circ$  (selon rapport de sol)

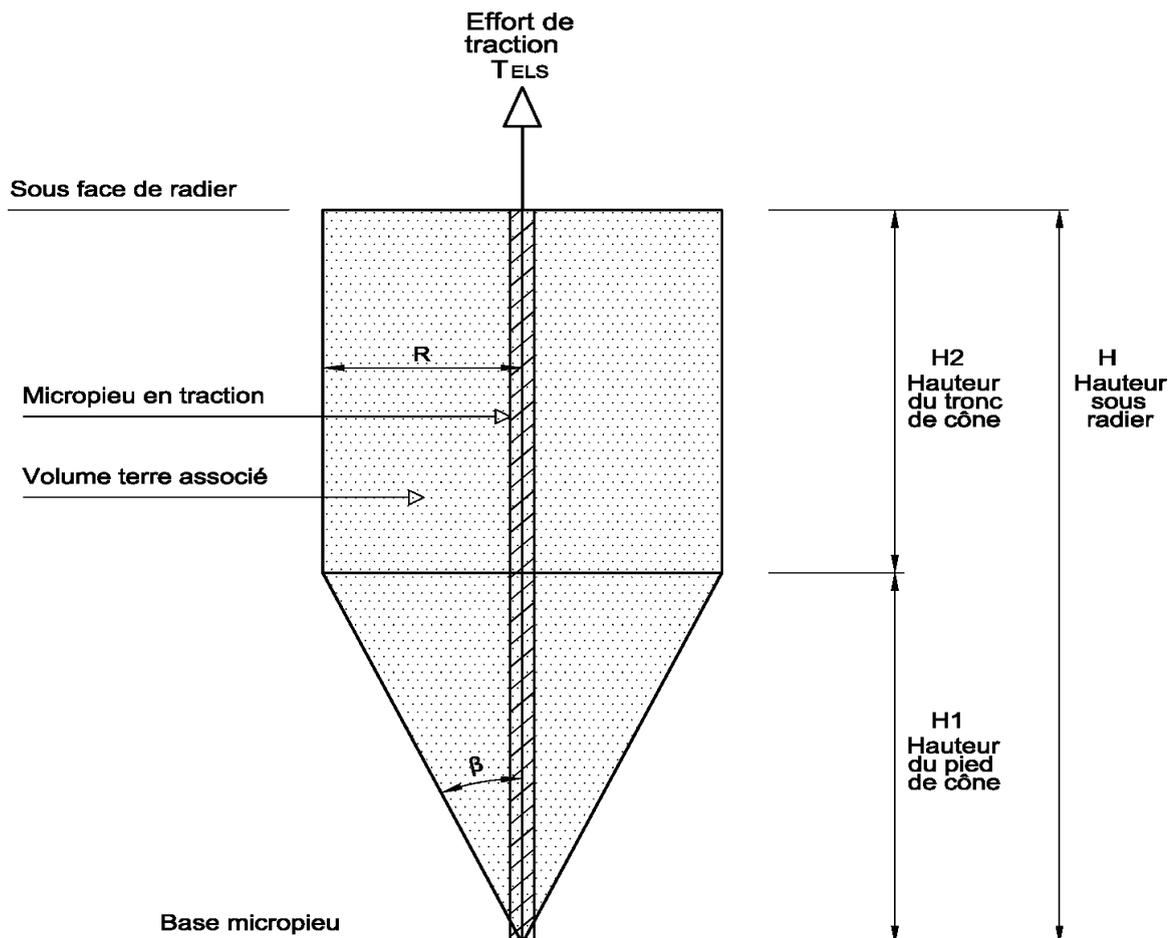


Figure 22 – Aperçu facteurs de calcul de micropieu

La surface  $S$  et le rayon  $R$  associés à chaque micropieu sont calculés selon les hypothèses et les formules suivantes :

- Niveau d'eau EE :  $EE = 28.51 \text{ NGF}$
- Sous-face de radier :  $AI = 24.05 \text{ NGF}$
- Sous-pression :  $P = 4.47 \text{ t/m}^2$
- Poids propre du radier :  $G_{\text{radier}} = 2.5 \times 0.6 = 1.50 \text{ t/m}^2$
- Sous-pression résiduelle :  $P_{\text{résiduelle}} = P - 0.9 \times G_{\text{radier}} = 3.12 \text{ t/m}^2$
- Surface S :  $S = T_{\text{ELS}} / P_{\text{résiduelle}}$
- Rayon équivalent R :  $R = (4 \times S / \pi)^{1/2}$

Le poids des terres déjaugé P' est le suivant :

$$P' = V_{\text{terre}} \times \gamma'$$

$\gamma'$  est la masse volumique déjaugée des couches de sol  $\rightarrow \gamma' = 1 \text{ t/m}^3$

Nous veillerons à ce que la relation suivante soit assurée :  $r = P' / T_{\text{ELS}} > 2$

Applications numériques pour les micropieux MP1 et MP2 sollicités en traction :

Pour MP1,  $T_{\text{ELS}} = 51.43 \text{ t}$  et profondeur d'ancrage  $H = 15 \text{ m}$

- Effort de traction à l'ELS :  $T_{\text{ELS}} = 51.43 \text{ tonnes}$
- Sous-pression résiduelle :  $P_{\text{résiduelle}} = P - 0.9 \times G_{\text{radier}} = 3.12 \text{ t/m}^2$
- Surface associée S :  $S = T_{\text{ELS}} / P_{\text{résiduelle}} = 51.43 / 3.12 = 16.48 \text{ m}^2$
- Rayon équivalent R :  $R = (4 \times 16.48 / 3.14)^{1/2} = 4.58 \text{ m}$
- Hauteur H1 :  $H1 = 12.58 \text{ m}$
- Hauteur H2 :  $H2 = 2.42 \text{ m}$
- Hauteur H :  $H = 15 \text{ m}$
- Volume de terre V :  $V = S \times (H1 / 3 + H2) = 108.9 \text{ m}^3$
- Masse de terre déjaugée P' :  $P' = V_{\text{terre}} \times \gamma' = 108.9 \text{ T}$
- Vérification de la stabilité :  $T_{\text{ELS}} \leq P' / 2 = 51.43 \leq 108.9 / 2 = 54.5 \text{ T}$

$\rightarrow$  Condition vérifiée

Pour MP2,  $T_{\text{ELS}} = 19 \text{ t}$  et profondeur d'ancrage  $H = 10 \text{ m}$

- $S = 6.09 \text{ m}^2$
- $R = 2.78 \text{ m}$
- $H1 = 7.63 \text{ m}$
- $H2 = 2.36 \text{ m}$
- $H = 10 \text{ m}$
- $V = 40.2 \text{ m}^3$
- $P' = 40.2 \text{ T}$
- $T_{\text{ELS}} \leq P' / 2 = 19 \text{ T} \leq 40.2 / 2 = 20.1 \text{ T} \rightarrow$  Condition vérifiée

### 5.1.4 Définition des armatures

Dans le but de définir les armatures des micropieux, on va utiliser les renforts GEWI, les plus utilisés en Europe → les micropieux seront constituées de barres GEWI.

Selon les fiches techniques trouvées sur le site de l'entreprise « DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL », la gamme des diamètres des barres est : 32, 40, 50 et 63.5 (cf. Annexe G)

La qualité d'acier est de 500/550 MPa pour les barres de diamètre 32, 40 et 50 mm et de 555/700 MPa pour les barres de diamètre 63.5 mm.

Les efforts maximum à l'ELS sont respectivement de 40, 62, 98 et de 175 tonnes.

Aucune provision pour corrosion n'est prise en compte, eau non agressive dans ce projet.

Avec un diamètre de forage de 250mm, l'enrobage des barres est supérieur à 50 mm.

Le diamètre des barres pour chaque micropieu est indiqué dans le tableau ci-dessous

Tab. XVI – Caractéristiques des micropieux

Caractéristiques des micropieux					
N° appui	Charge appui $T_{ELS}$ (T)	Diamètre de forage (mm)	Longueur des barres (m)	Longueur micropieux (m)	Diamètre de la barre GEWI (mm)
MP1	51.43	250	15.45	15	40
MP2	19	250	10.45	10	32

Finalement, Il ne faut pas oublier d'ajouter des barres « bateau » au niveau de chaque micropieu pour remonter la charge induite par le micropieu vers la partie haute du radier (zone comprimée).

### 5.1.5 Calcul barres « bateau »

➤ un angle «  $\alpha$  » d'inclinaison des barres bateau = 45°

#### a) Micropieu MP1

A l'ELS,  $N_{ser} = 51.43 \text{ T} = 0.5143 \text{ MPa}$

A l'ELU,  $N_{Ed} = 72.03 \text{ T} = 0.7203 \text{ MPa}$

- A l'ELU,  $A_{s,u} \geq (0.5 \times N_{Ed}) / (\sigma_{s,u} \times \sin\alpha) = 11.72 \text{ cm}^2$ , pour chaque brin de la barre bateau.

avec  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  et  $\sigma_{s,u} = f_{yk}/1.15 = 500/1.15 = 435 \text{ MPa}$

- A l'ELS,  $A_{s,ser} \geq (0.5 \times N_{ser}) / (\sigma_{s,ser} \times \sin\alpha)$  en notant qu'il faut limiter la contrainte des aciers en zone béton tendu selon le DTU 14.1

➔ selon le DTU 14.1 la contrainte d'acier doit être limitée à  $\sigma_{s,ser} = 333 \text{ MPa}$ , pour béton C35/45 (cf. Tab.IX), à condition de ne pas utiliser des barres HA de section plus grande que HA16

➔  $A_{s,ser} = (0.5 \times 0.5143) / (333 \times 0.707) = 10.92 \text{ cm}^2$ , pour chaque brin de la barre bateau.

➔ A l'ELU est plus défavorable, soit  $2 \times 4 \text{ HA14} = 12.31 \text{ cm}^2 > 11.72 \text{ cm}^2$  la section demandée (cf. Figure 23)

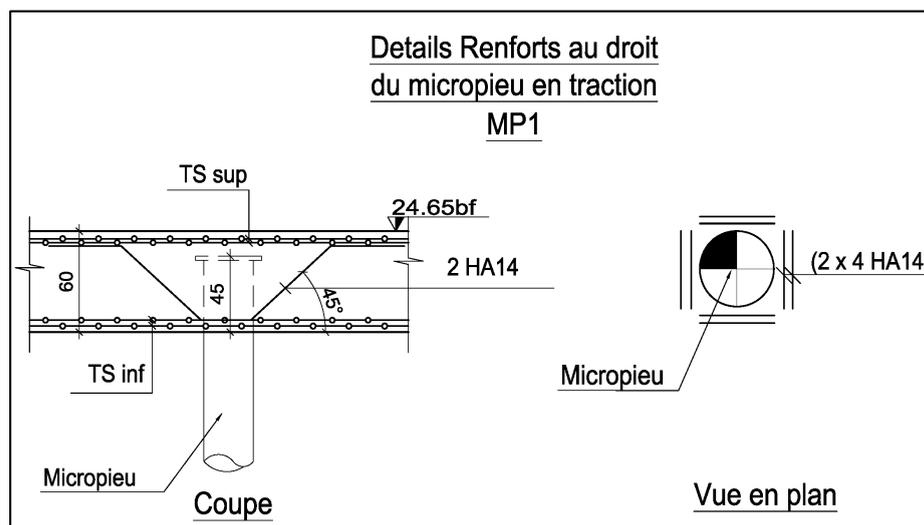


Figure 23 – Aperçu barres suspendes « bateau » au droit de MP1

### b) Micropieu MP2

- Charge sur MP2

A l'ELS,  $N_{ser} = 19 \text{ T} = 0.19 \text{ MPa}$

A l'ELU,  $N_{Ed} = 26.6 \text{ T} = 0.2606 \text{ MPa}$

- A l'ELU,  $A_{s,u} \geq (0.5 \times N_{Ed}) / (\sigma_{s,u} \times \sin\alpha) = 4.24 \text{ cm}^2$ , pour chaque brin de la barre bateau.

avec  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  et  $\sigma_{s,u} = f_{yk}/1.15 = 500/1.15 = 435 \text{ MPa}$

- A l'ELS,  $A_{s,ser} \geq (0.5 \times N_{ser}) / (\sigma_{s,ser} \times \sin\alpha)$  en notant qu'il faut limiter la contrainte des aciers en zone béton tendu selon le DTU 14.1

- selon le DTU 14.1 la contrainte d'acier doit être limitée à  $\sigma_{s,ser} = 333 \text{ MPa}$ , pour béton C35/45 (cf. Tab.IX), à condition de ne pas utiliser des barres HA de section plus grande que HA16.
- $A_{s,ser} = (0.5 \times 0.19) / (333 \times 0.707) = 4.04 \text{ cm}^2$ , pour chaque brin de la barre bateau.
- A l'ELU est plus défavorable, soit  $1 \times 4 \text{ HA12} = 4.52 \text{ cm}^2 > 4.24 \text{ cm}^2$  la section demandée (cf. Figure 24)

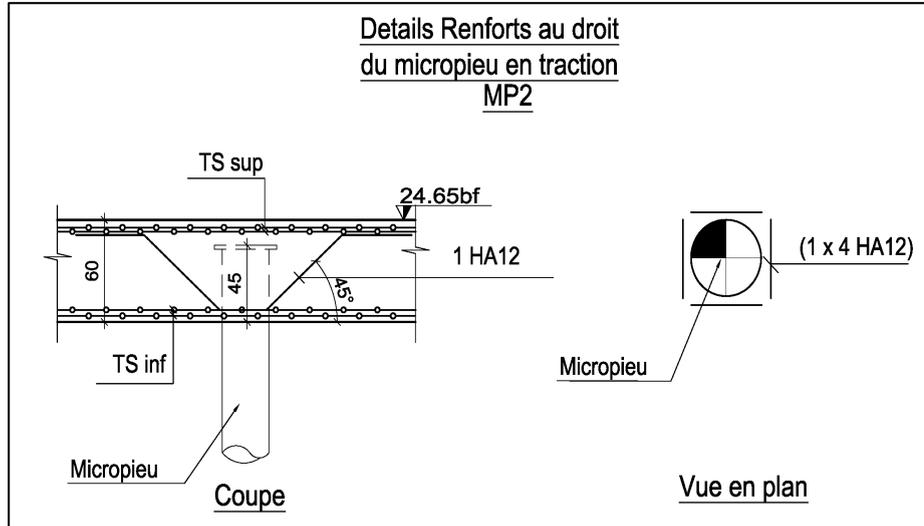


Figure 24 – Aperçu barres suspendes « bateau » au droit de MP2

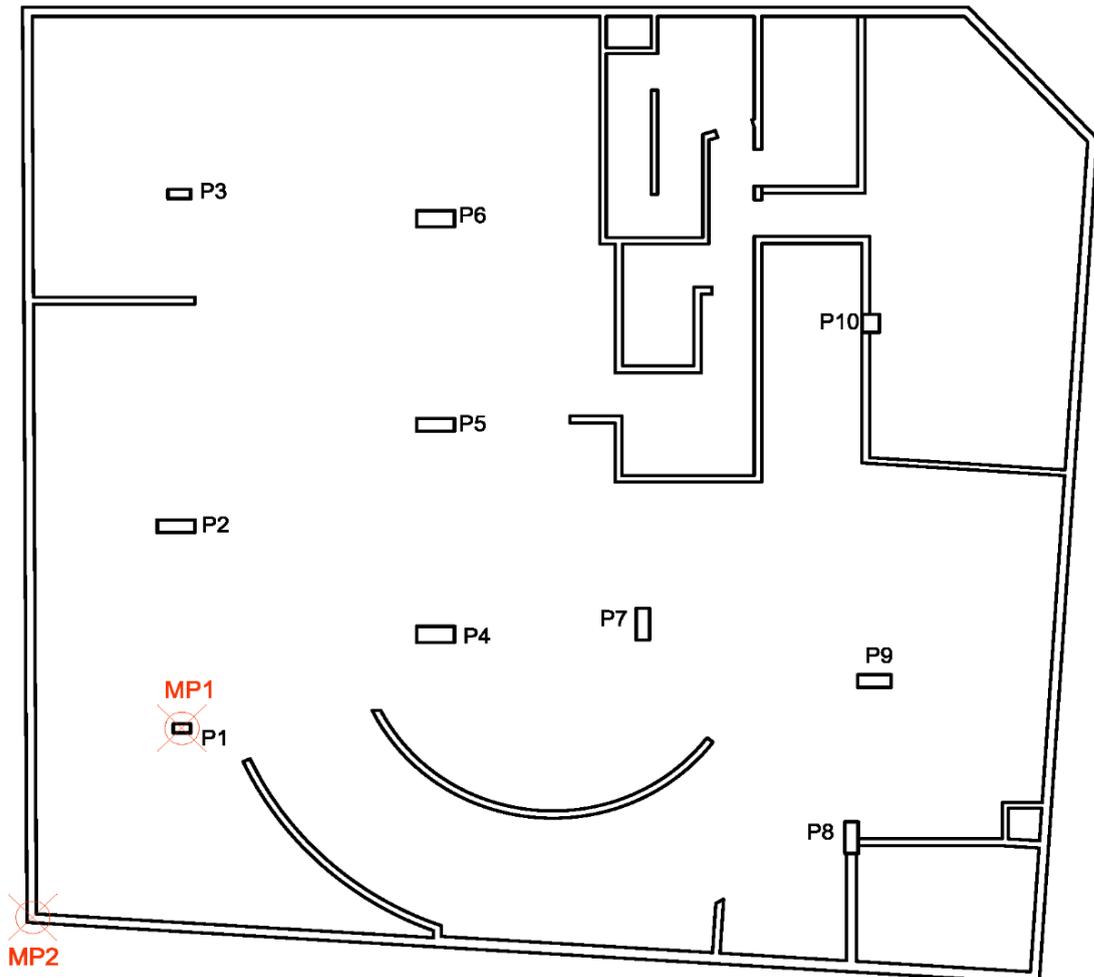


Figure 25 – Vue en plan, implantation des micropieux

## 5.2 Lestage, épaisseur radier

Dans cette partie, nous cherchons à stabiliser la zone soulevée de la structure par un simple épaissement « localisé » du radier.

Les charges ascendantes provoquant ce problème, déjà trouvées manuellement ou par logiciel (cf. Figures 9 et 21), sont de l'ordre 80 tonnes.

La surface de la partie du bâtiment s'arrêtant au RDC est de l'ordre 85 m<sup>2</sup>

Donc la charge nécessaire par m<sup>2</sup> pour stabiliser cette partie de la structure sera  $80/85=0.94 \text{ T/m}^2$

La masse volumique du béton armé est  $2.5 \text{ t/m}^3$

Par ailleurs, chaque épaissement de 10 cm du radier, va engendrer les charges suivantes :

- $0.1 \text{ m} \times 2.5 \text{ T/m}^3$  ( $\rho$  béton) =  $0.25 \text{ T/m}^2$  comme charges descendantes.
- $0.1 \text{ m} \times 1 \text{ T/m}^3$  ( $\rho$  eau) =  $0.1 \text{ T/m}^2$  comme charges ascendantes.

Vérifions un épaissement de 65 cm :

- $0.65 \text{ T/m}^2 + 2.5 \text{ T/m}^3 = 1.625 \text{ T/m}^2$  : charges descendantes.
  - $0.94 \text{ T/m}^2$  (charge demandée) +  $0.65 \times 0.1 \text{ T/m}^2 = 1.59 \text{ T/m}^2$  : charges ascendantes
- $1.625 \text{ T/m}^2 > 1.59 \text{ T/m}^2$  Vérifié

➔ Épaisseur radier dans cette zone = 1.25 m

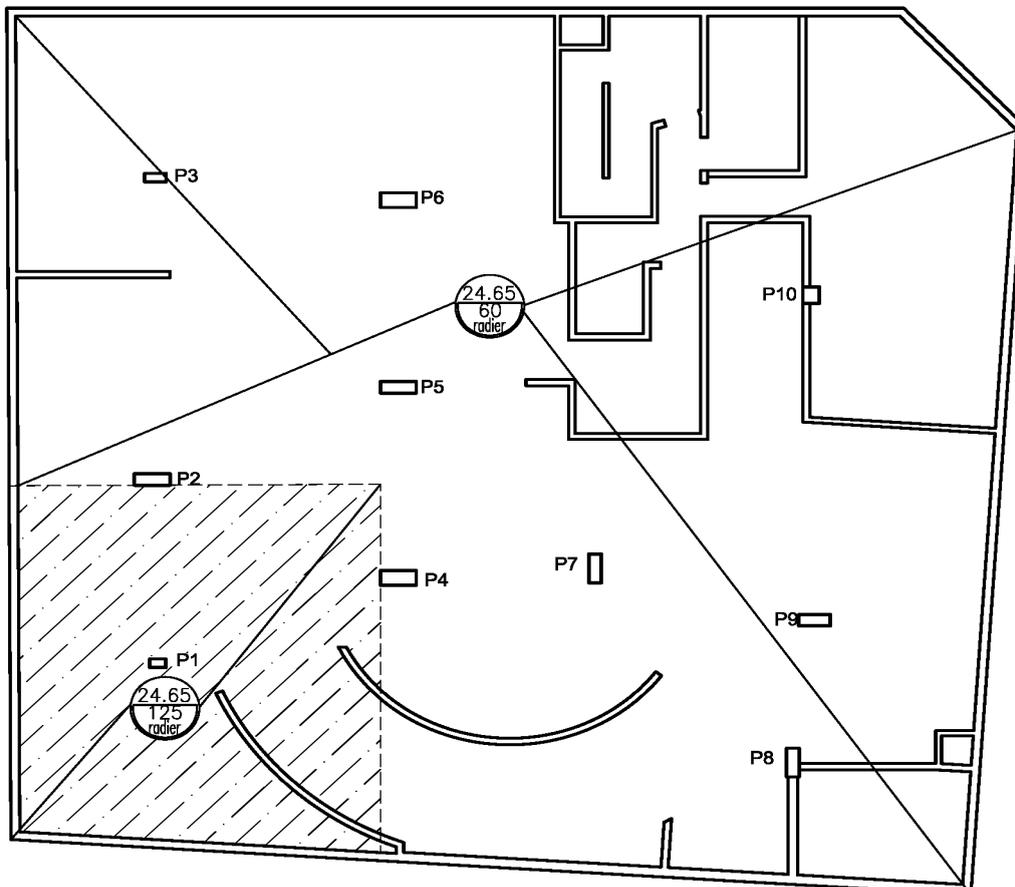


Figure 26 – Vue en plan radier, zone épaissie

### 5.3 Stabilisation par Poutre-Voile

Dans cette partie, nous partirons de la même hypothèse utilisée dans le calcul des micropieux. Cependant, au lieu d'ajouter des micropieux en traction (cf. Figure 25), nous prévoyons des éléments structuraux en béton armé, à leurs places, pouvant reprendre les charges ascendantes (cf. Figure 21).

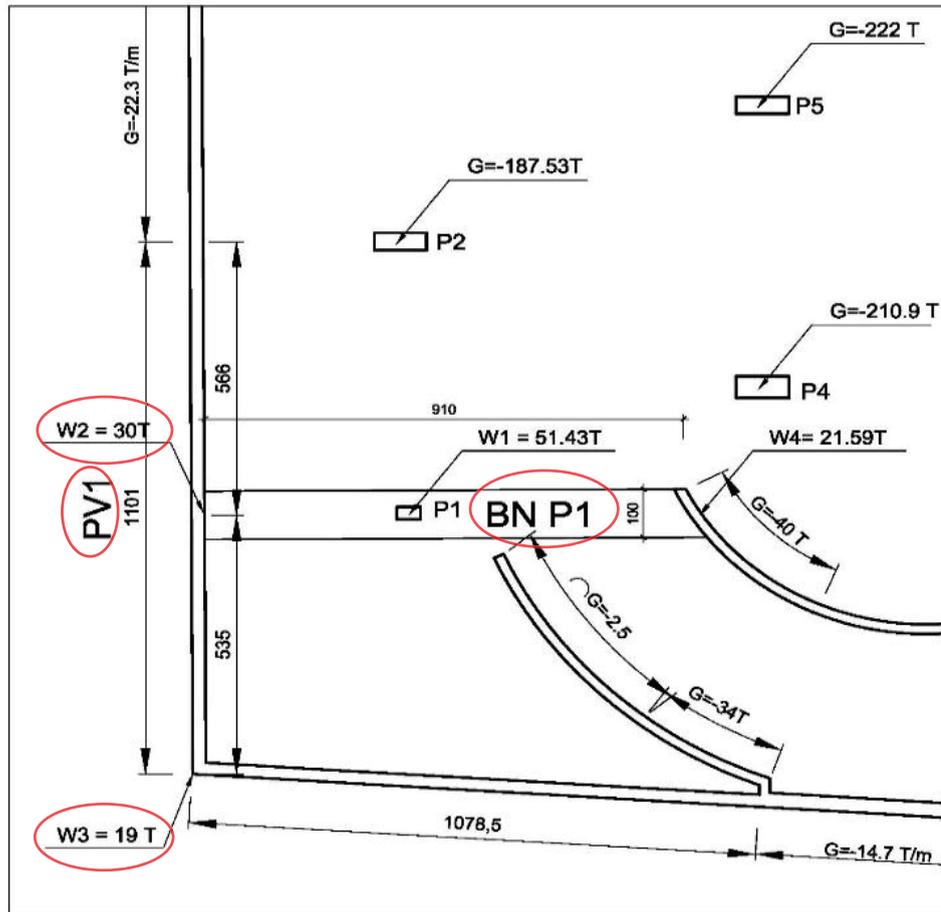


Figure 27– Extrait vue en plan radier, BN P1 et PV1

L'idée est composée de deux étapes :

- Première étape, nous ajoutons une bande noyée au droit du poteau P1 entre le voile circulaire et le voile contre terre, sur 2 travées reprenant les charges ascendantes requises (cf. Figures 27 et 28)

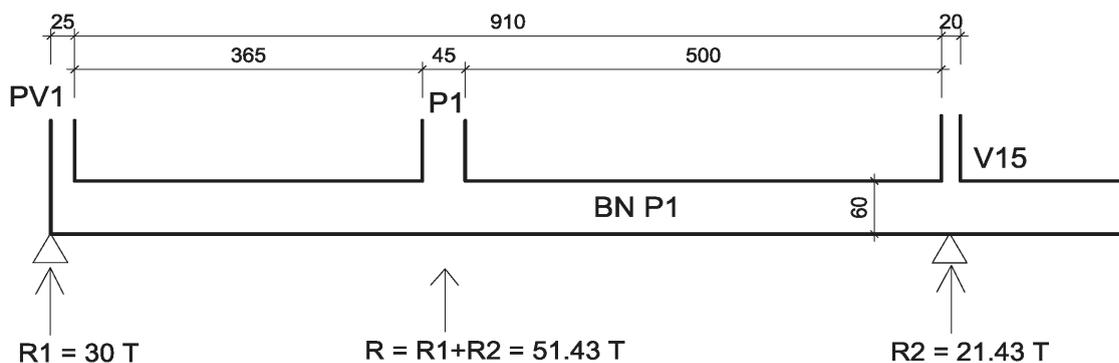


Figure 28 – Elévation bande noyée BN1 indiquant les charges ascendantes

A partir le logiciel ACAPULCO, et en introduisant les paramètres principaux surtout au niveau de cuvelage, le calcul montre qu'une bande noyée de section 100x60ht peut reprendre les charges demandées : 51.43 T. (cf. Annexe H)

- Deuxième étape, la bande noyée ajoutée va induire des charges supplémentaires sur le voile contre terre V1. Ce voile V1 sera passé en poutre-voile PV1 travaillant en console sur 2 niveaux (Sous-sol1 et sous-sol2), pouvant résister aux charges ascendantes (30 T) venant de la bande noyée ajoutée et de la charge requise au lieu du micropieu MP2 (19 T) (cf. Figure 27).

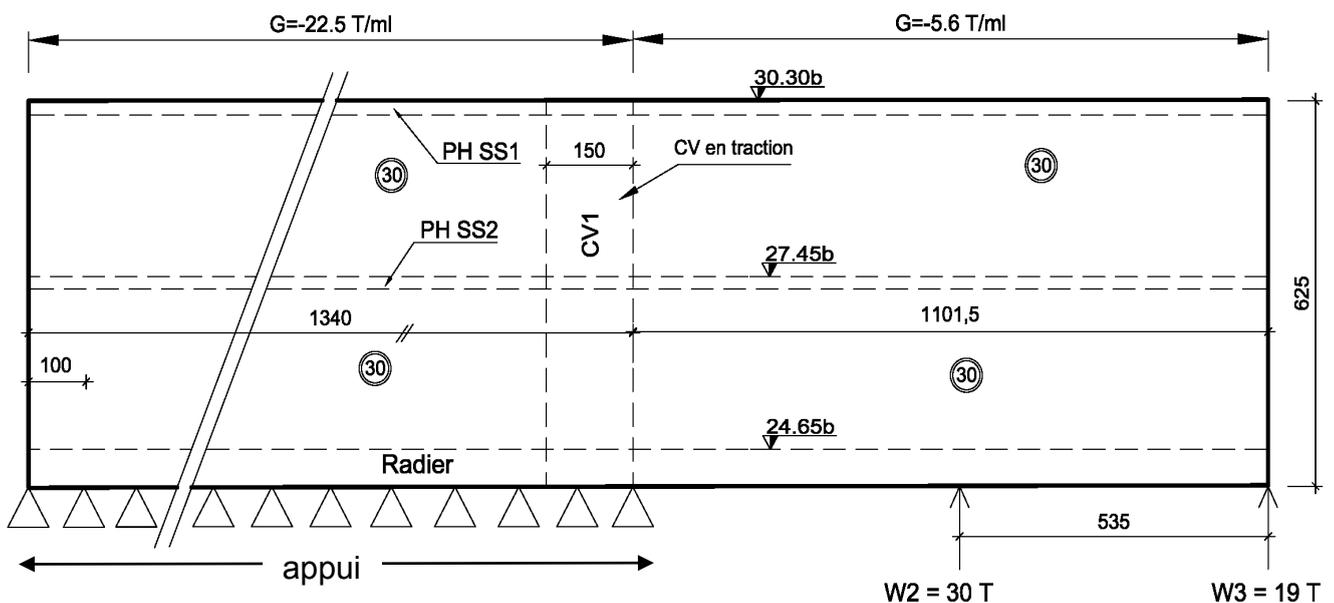


Figure 29 – Elévation Poutre-voile en console PV1 indiquant les charges ascendantes

La dernière étape est la vérification de la poutre-voile PV1 qui reprend les 2 charges ponctuelles ascendantes 30T et 19T.

Selon le logiciel Acapulco, cette condition est vérifiée (cf. Annexe I)

#### ➤ Calcul chainage vertical CV1

Les charges ascendantes dues à la poussée hydrostatique nécessitent l'ajout du chainage vertical (cf. Figure 29) : CV1 en traction.

Les valeurs des efforts en traction, sollicitant le chainage vertical CV1 au niveau de l'appui, sont tirées à partir du logiciel Acapulco (cf. Annexe I2) :

- CV1,  $V_{ser,2} = 146.10 T$

## Calcul de CV1

➤ Section CV2 : 30x150

➤ A l'ELS,  $A_{s,ser} \geq x N_{ser} / \sigma_{s,ser}$

Selon le DTU 14.1, il faut limiter la contrainte des aciers pour la face recevant le cuvelage et la face en contact avec l'eau.

➔ Selon le DTU 14.1 la contrainte d'acier doit être limitée à  $\sigma_{s,ser} = 309$  MPa (pour EE), pour béton C35/45 (cf. Tab.IX), à condition de ne pas utiliser des barres HA de section plus grande que HA20

➔  $A_{s,ser} = 1.461 / 309 = 47.25$  cm<sup>2</sup>.

➔ Soit 2 x 8 HA20 = 50.24 cm<sup>2</sup> > 47.25 cm<sup>2</sup> (la section demandée)

➔ 16 HA20, chaque face 8 HA20@20cm

## **5.4 Choix retenu**

Du point de vue structurel, les 3 méthodes présentées dans les paragraphes précédents peuvent résister au risque de soulèvement, d'où il nous reste à choisir la méthode appropriée au des contraintes économiques, planning, etc.

### **A. Estimation du coût de la stabilisation du radier par ancrage (micropieux)**

- Pour amener et ramener la machine de forage : 2500 euros
- Prix de micropieu par mètre linéaire équivaut à : 75 euros ➔ 30 m x 75 = 2250 euros
- Recépage de 2 pieux au besoin (à bonne dimension) : 100 euros.

Le prix total de la réalisation de 2 micropieux est environ 4850 euros.

### **B. Estimation du coût de la stabilisation du radier par lestage**

- Excavation supplémentaire = 85 m<sup>2</sup> x 0.65 m = 55.25 m<sup>3</sup>, excavation 7 € et enlèvement de terre 7 € (le volume de terre retirée augmente de 20 à 30%)
  - ➔ Prix environ 850 €.
- Volume béton armé C35/45 supplémentaire : 85 x 0.65 = 55.25 m<sup>3</sup>
  - ➔ Prix environ 55.25 x 120 € = 6630 €

Le prix total de l'épaississement du radier est environ 7480 euros.

### **C. Estimation du coût de la stabilisation du radier par Bande noyée sur 2 travées + Poutre-voile**

- Aciers supplémentaires pour renforcer BN et PV est environ 1,5 T  
Le prix de la tonne d'acier coupé façonné est environ 1200 €
  - ➔ Prix environ  $1.5 \times 1200 \text{ €} = 3300 \text{ €}$
- Main d'œuvre (ferrailleurs) pour la mise en place des renforts BN et PV.
  - ➔ Prix environ 700 €

Le prix total de renforcer la structure par BN et PV est environ 4000 euros.

Finalement, le choix sera entre la première et la troisième méthode, du fait que leurs coûts soient plus économiques que la deuxième méthode, et que leurs impacts sur le planning soient limités à environ 2 à 3 jours.

Après avoir défini les méthodes de stabilisation de la structure vis-à-vis les efforts ascendantes de la poussée hydrostatique, le chapitre suivant va traiter les voiles contre terre des sous-sols des bâtiments à proximité des mitoyens.

## 6. Voiles contre terre

### 6.1 Définition

On entend par «voiles contre terre» des ouvrages verticaux en béton. Ils peuvent être préfabriqués ou réalisés directement à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces ouvrages sont des parois porteuses qui subissent simultanément des sollicitations de flexion transversalement à leur propre plan. C'est notamment le cas des voiles contre terre des sous-sols de bâtiments (les voiles périphériques), des murs de soutènement, des murs de réservoirs et des parois de silos.

Ils sont construits directement sur les fondations ou les longrines et sont situés sous le niveau du sol fini.

Ils servent à limiter :

- le terre-plein sur lequel prend appui la dalle,
- le vide-sanitaire sous le plancher bas,
- les locaux du sous-sol et les parkings de stationnement.

Ils se situent sous tous les verticaux porteurs et sont donc complètement ou partiellement enterrés.

### 6.2 Fonctions

#### *a) Fonction mécanique*

Les voiles contre terre doivent certainement supporter les charges provenant des verticaux porteurs qu'ils reprennent et du plancher bas s'il est solidaire, mais aussi la poussée des terres puisqu'ils sont enterrés (charges horizontales).

En sus, les voiles contre terre peuvent reprendre les charges horizontales résultant de la présence de nappe phréatique ou d'une éventuelle remontée d'eaux souterraines.

#### *b) Fonction étanchéité*

Ils doivent s'opposer aux pénétrations d'eau :

- par infiltration à travers la paroi, ce qui donne des traces d'humidité à l'intérieur,
- par remontées capillaires qui donnent des traces d'humidité et des condensations à l'intérieur du voile,
- par infiltration au niveau des fondations, ce qui entraînerait une diminution de la capacité portante du sol.

Si les locaux sont non inondable, et dans le cas où les voiles contre terre sont baignés souvent dans la nappe phréatique ou risquées par des crues éventuelles, il faut prévoir un cuvelage, c'est-à-dire une enveloppe étanche tout autour des parties enterrées de l'ouvrage.

En notant que les travaux de cuvelage nécessitent de précautions au niveau de calcul et des dispositions constructives, (cf. chapitre 2).

### 6.3 Paroi de soutènement

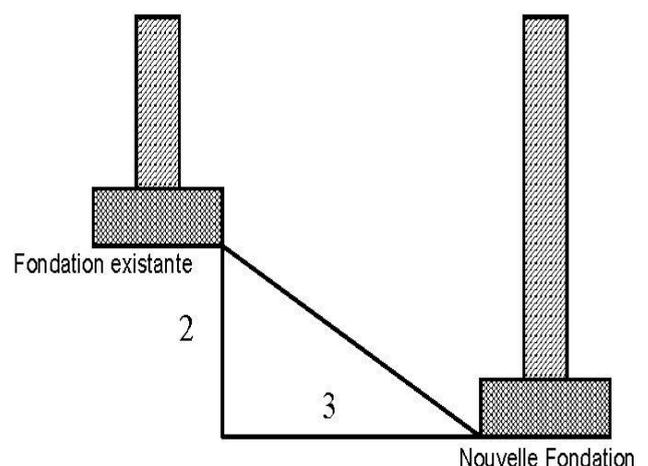
Dans notre étude, nous nous limitons aux études des voiles contre terre à proximité des routes et des bâtiments existants qui nécessitent une préalable étude au niveau du type de fouille à retenir (verticale ou inclinée) et le choix de la méthode d'exécution.

Plusieurs facteurs affectent ces choix, entre autres :

- Le risque d'éboulement des terres des mitoyens et des routes ;
- Le soutènement provisoire ou définitif ;
- Le niveau d'assise des fondations du bâtiment voisin et les reprises en sous œuvre ;
- L'utilisation des techniques spéciales qui demandent l'utilisation du substratum des terrains avoisinants et qui requiert donc l'accord des propriétaires ;
- Les contraintes économiques ;
- Le planning du chantier.

#### 6.3.1 Exécution de fouilles à proximité d'un ouvrage

Pendant la réalisation d'une nouvelle structure sous-sol ou autre à proximité d'un bâtiment existant mitoyen, il faut faire attention aux charges transmises par le mitoyen sur le sol à l'interface des travaux réalisés qui sont souvent importantes. L'ouverture d'une fouille peut alors entraîner un éboulement de ses parois ou un affaissement<sup>10</sup> des avoisinants. Afin d'éviter ce phénomène, selon le DTU 13.12 (cf. § 2.4.2) il est fortement conseillé de respecter une pente entre chaque fondation de 2/3 maximum.



<sup>10</sup> Affaissement : Baisse du niveau du sol due à un tassement ou à un effondrement souterrain. Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 03/08/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).

Figure 30– Coupe sur des fondations voisines

Si cela n'est pas possible, deux solutions sont envisageables.

Première solution: il convient de mettre en œuvre un ouvrage qui s'oppose à l'action de la poussée des terres sous la fondation du bâtiment existant. Il pourrait s'agir d'une paroi stabilisée (voile masque) par des butons disposés côté fouille, ou d'une paroi stabilisée par des tirants réalisés dans le tréfonds voisins.

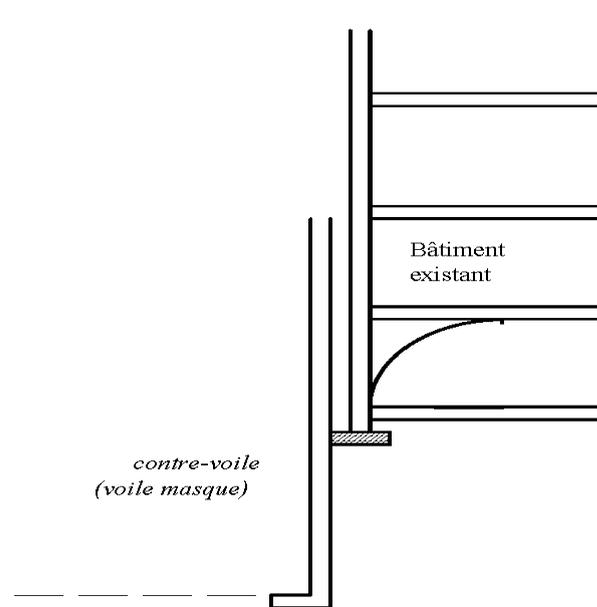


Figure 31 – Coupe sur voile masque contre le bâtiment existant

Deuxième solution : Il serait nécessaire de construire sous le mur existant une nouvelle fondation destinée à reprendre les charges amenées par le bâtiment existant.

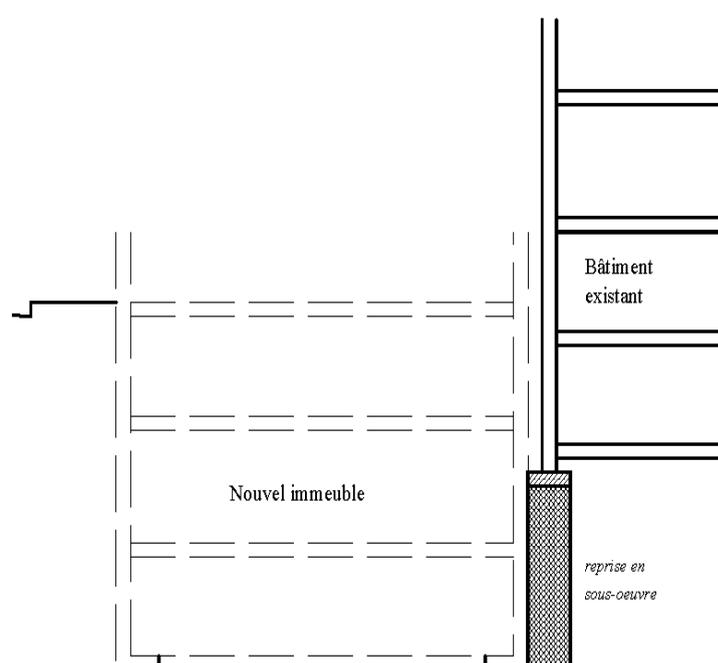


Figure 32 – Aperçu coupe sur voiles contre terre, reprise en sous-œuvre

C'est pourquoi, dans la suivante sous-partie nous présentons les parois de soutènement les plus courantes :

### 6.3.2 Paroi berlinoise et lutécienne

#### a) Description

Cette technique consiste à faire, depuis la surface et avant tout creusement, une partie du soutènement de profilés métalliques qui assurerait l'équilibre des efforts de butée (en pied) et de poussée (tirants ou butons multiples).

Ultérieurement, on creuse par tranches horizontales (un à quelques mètres selon la tenue des terres) et on complète le soutènement : pose des butons ou des tirants sur les appuis verticaux déjà en place, blindage des talus dégagés entre les appuis verticaux.

Les tranches horizontales peuvent être multiples: dalles minces de béton coulées en place ou préfabriquées, planches ou madriers<sup>11</sup> bois, planches métalliques ou béton projeté.

Le soutènement type est la « paroi berlinoise », ainsi dénommée car elle a été largement employée à Berlin. Dans ce cas, l'appui est un profilé métallique généralement mis en place dans un forage. L'espacement des profilés est de quelques mètres.

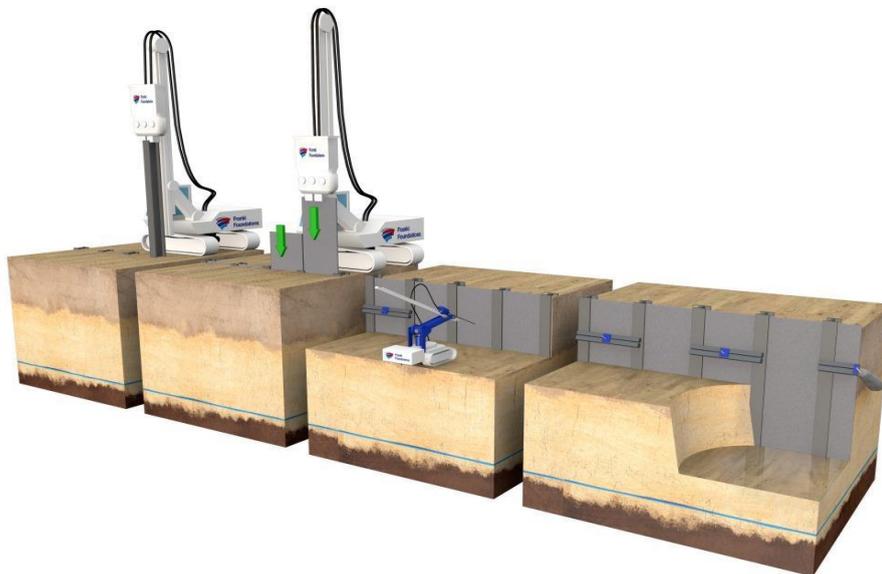


Figure 33– Phasage d'une mise en œuvre de paroi berlinoise

#### b) Domaine d'application et environnement

Ce type d'ouvrage est caractérisé par un blindage très économique pour fouilles en site urbain. Néanmoins, il n'est pas conçu à proximité de constructions sensibles aux vibrations. De plus, sa mise en place produit une nuisance sonore.

<sup>11</sup> Madriers : (n.m) Bois scié et déligné de section rectangulaire, dont le rapport des côtés est compris entre 2 et 3, et de dimensions comprises entre 75 x 205 mm et 105 x 225 mm. Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 06/08/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP)

Il est à noter que ce type de paroi n'est pas étanche. Il n'est donc pas conçu en présence de nappe phréatique ou en risque de remontée d'eaux souterraines.

### *c) Dimensions courantes et méthodologie*

Le calcul de ce type de paroi est suffisamment complexe. Des entreprises sont spécialisées dans le calcul et ainsi que la réalisation de ces ouvrages.

Selon *SPIE FONDATIONS*, les dimensions courantes sont :

- Profilés : HEB ou 2 U
- Épaisseur totale de la paroi : 20 à 40 cm.
- Distance entre lits de dispositifs de retenue : environ 2.5 m.

Après la mise en place des profilés métalliques par battage ou par vibration, les étapes suivantes sont :

- Excavation de la terre au fur et à mesure
- Pose de butons ou des tirants en même temps que l'excavation de la terre
- Pose de l'armature en treillis soudés entre les profilés métalliques
- Voile entre profilés métalliques en béton projeté



*Figure 34 – Aperçu soutènement par paroi berlinoise*

### *d) Fonction*

La paroi berlinoise peut être utilisée pour fonder les verticaux porteurs du bâtiment, mais il faut prendre en compte la descente de charges du bâtiment dans les calculs de la paroi.

La paroi est constamment munie d'une poutre de couronnement en sa partie supérieure, juste à l'interface entre superstructure et infrastructure. Cette poutre est en général fortement armée. Elle est destinée à rigidifier dans le plan horizontal l'arase supérieure de la paroi et permet de reprendre d'éventuels excentremets entre le voile d'élévation et la paroi.

Les charges apportées par la construction et transmises à la poutre de couronnement de la paroi transitent ensuite par les H métalliques et les voiles béton.

Au niveau de l'ancrage dans le sol sous le dernier plancher, les H (avec leur injection de béton) peuvent être poursuivis sur la longueur nécessaire et travailler au frottement dans le terrain d'assise.

C'est pourquoi, La paroi berlinoise est employée pour appuyer les planchers de sous-sol.

Pour cela, le ferrailage de la paroi inclut des dispositifs de liaison en attente « des U » qui sont dépliés une fois la paroi achevée et permettent la liaison avec les ouvrages de structure à solidariser avec la paroi.

Lorsque la mise en place « des U » n'est pas possible, on procède au scellement de barres en attentes dans la paroi.

### e) Prix courant

Selon SPIE FONDATIONS : le prix d'exécution est environ 300 à 400 €/m<sup>2</sup>

### 6.3.3 Paroi Parisienne et moscovite

Ce type de paroi est très proche de la paroi berlinoise, elle utilise le matériau béton, où des poteaux en béton armé seront ainsi coulés directement dans le sol, à la manière de pieux forés. On peut d'ailleurs utiliser des pieux forés moulés, la paroi sera alors dite moscovite. Après terrassement, un mur sera coulé en place à l'aide d'un coffrage une face ou en béton projeté, également à l'avancement des travaux de terrassement.

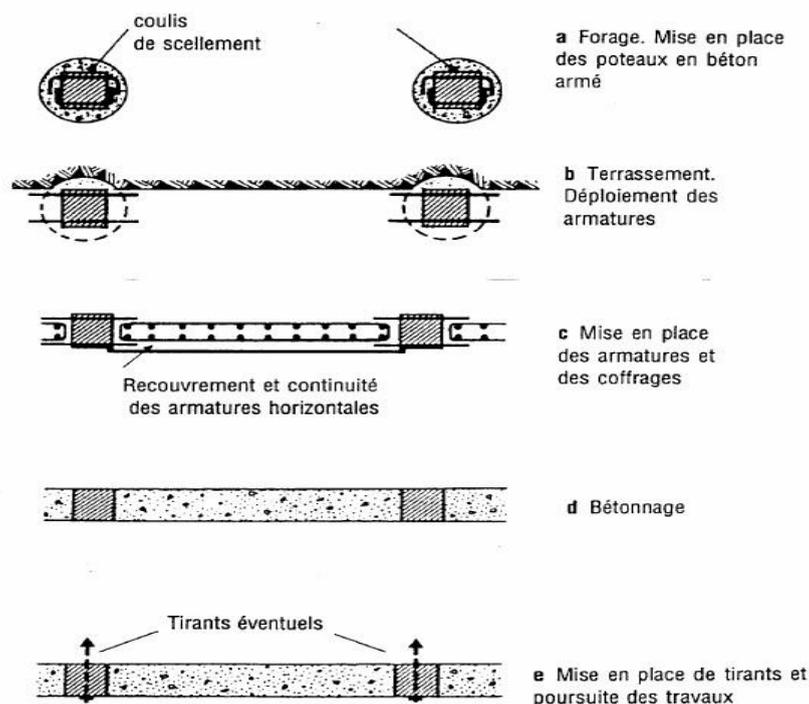


Figure 35– Phasage d'une mise en œuvre de paroi parisienne

### a) Domaine d'application et environnement

Également, ce type d'ouvrage est caractérisé par un blindage très économique pour fouilles en site urbain.

Par contre les Vibrations et la nuisance sonore sont en fonction du système de mise en place.

*Remarque : la paroi parisienne n'est pas étanche, donc n'est pas conçue en présence de nappe phréatique ou en risque de remontée d'eaux souterraines.*

### b) Méthodologie

Les pieux sont réalisés en premier lieu à la limite de la fouille, depuis la plate-forme stabilisée. La paroi va ensuite être réalisée par passes verticales, comprenant à chaque fois les phases suivantes :

- Terrassement d'une passe de 1,50 m à 2,50 m de hauteur (selon tenue des terrains),
- Pose de butons ou tirants au même temps que l'excavation de la terre
- Pose de l'armature en treillis soudés entre les pieux
- Voile entre pieux en béton projeté

*Remarque : La réalisation des butons et tirants intervient entre la fin de la passe de béton projeté et le début de la phase de terrassement suivante.*

Lorsque les butons posés à plat ne peuvent pas en pratique être mis en œuvre, la solution d'appui de la paroi peut venir de bracons (butons inclinés) métalliques ou bois inclinés. Ces bracons sont mis en place dans une saignée de la risberme laissée dans un premier temps contre la paroi. Ils prennent appui sur des massifs en béton armé réalisés en partie centrale, sous le futur fond de fouille.

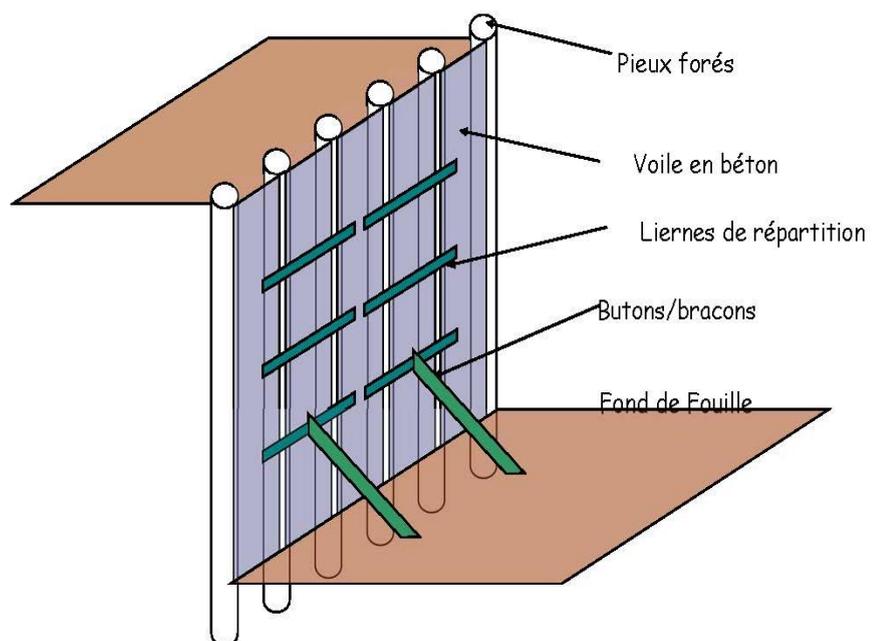


Figure 36– Vue d'une fouille butonnée, Paroi Parisienne

### c) Fonction

La paroi parisienne a la même fonction que la paroi berlinoise

### d) Prix courant

Selon SPIE FONDATIONS : le prix d'exécution est environ 250 à 350 €/m<sup>2</sup>

## 6.3.4 Paroi moulée

### a) Description

Une paroi moulée (mur emboué) est un écran formé dans le sol, réalisé par la mise en place de béton et d'une armature en acier dans une tranchée creusée à l'aide d'une benne d'excavation sous fluide de support (boue thixotropique comme la bentonite par exemple).

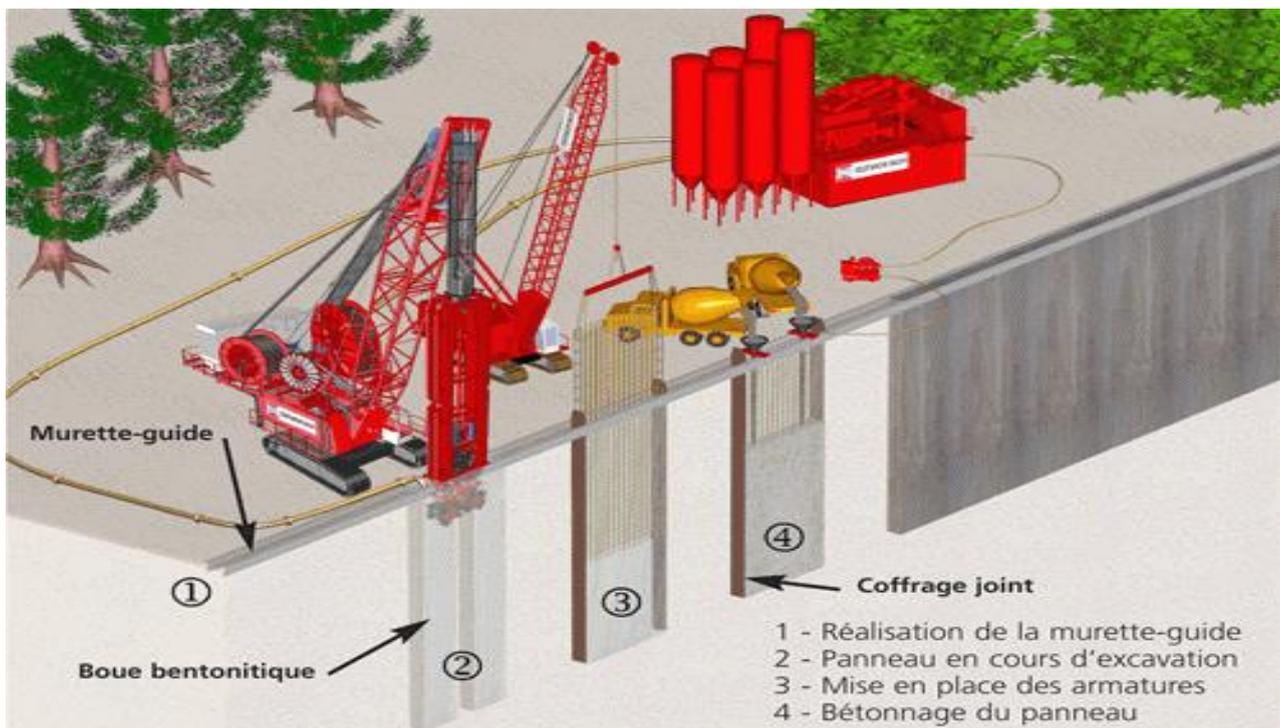


Figure 37 – Phasage d'une mise en œuvre de paroi moulée

### b) Domaine d'application et environnement

Selon Keller France, « cette technique est particulièrement efficace pour des projets de soutènement en terrains saturés, où les parois peuvent être réutilisées pour l'ouvrage définitif ».

La distance minimale entre le nu d'un existant et le nu de la future paroi est de 30 cm.

Cette technique peut être utilisée également en alternative à des pieux de gros diamètre en mettant en place un ou plusieurs panneaux de manière isolée pour reprendre les charges verticales et horizontales de la structure. On parle alors de barrettes.

Au niveau de l'environnement, la paroi moulée est caractérisée par :

- Installations sans vibrations ;
- Faible nuisance sonore ;
- La nappe phréatique doit se trouver au moins 2 m sous le niveau de travail ;
- Surface de chantier nécessaire pour la centrale de préparation de la bentonite et la zone de stockage: minimum 300 m<sup>2</sup> ;
- Emprise de travail de 17 m de large minimum ;
- Plate-forme de travail stable, sèche et plane.

### *c) Méthodologie et dimensions courantes*

Un panneau de paroi moulée est généralement réalisé suivant le phasage suivant :

- Réalisation de murettes-guides qui matérialisent l'implantation de la paroi ;
- Fabrication de la boue bentonitique, fluide constitué d'un mélange d'argile traitée et d'eau, dont le rôle principal est d'assurer la stabilité des parois de l'excavation par formation d'un film, ou cake, sur lequel s'applique la pression hydrostatique, au fur et à mesure que ce fluide est mis en place dans la tranchée en remplacement des terres extraites ;
- Forage du panneau sous boue bentonitique, Le forage s'effectue habituellement à l'aide d'une benne à câbles ou d'une benne hydraulique ;
- Recyclage du panneau après mise en place de planches supports de joints water-stop aux extrémités du panneau (pour les primaires et les successifs). Le joint WS sera dégagé après forage du panneau adjacent et extraction de la planche support de joint ;
- Equipement du panneau en cages d'armatures ;
- Bétonnage du panneau à l'aide de tubes plongeurs.

Après l'exécution des panneaux constituant la paroi de soutènement, on peut entamer :

- l'excavation de la terre au fur et à mesure ;
- la pose de butons ou des tirants au même temps que l'excavation de la terre (cf. Figure 38).



Figure 38 – Ecran de soutènement par paroi moulée tirantée

Les dimensions courantes sont :

- Épaisseur de la paroi allant de 0.50 jusqu'à 1.50 m (0.50 m, 0.60 m, 0.80 m, 1 m, 1.20 m et 1.50 m) ;
- Profondeur de paroi standard jusqu'à 40 m ;
- Hauteur du soutènement jusqu'à plus de 20 m ;
- Ouverture de la tranchée: minimum une largeur de grappin<sup>12</sup> ou environ 2.3 à 2.5m largeurs de grappin ;
- Un panneau est normalement creusé en 3 tronçons successifs: passe 1, passe 2 et le merlon<sup>13</sup>. Les deux premières passes correspondent à la largeur du grappin: 2.85 à 3.30 m. La dernière passe, soit la partie centrale ou merlon, a une largeur d'au moins l'épaisseur de la paroi.

#### d) Fonction de la paroi moulée

A l'état final, ce type de paroi peut être utilisé pour supporter les charges verticales des éléments porteurs du bâtiment, et en même temps appuyer les planchers des sous-sols.

<sup>12</sup> Grappin : (n.m) Equipement de pelle hydraulique formé de quatre dents mobiles formant une pince, destiné à la démolition et/ou à la manutention. Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 08/08/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).

<sup>13</sup> Le merlon : (n.m) Levée de terre généralement destinée à une protection (contre le bruit ou autour d'un bâtiment présentant un risque d'explosion par ex.). Selon le dictionnaire professionnel du BTP, consulté le 08/08/2015, disponible sur [www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP](http://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP).

De ce fait, on procède au scellement de barres en attentes dans la paroi après dégagement de celle-ci dans la phase de terrassement. Ces barres sont ensuite reprises dans les ouvrages à solidariser et forment une continuité de ferrailage par recouvrement avec les planchers et les voiles.

#### e) Prix courant

Les coûts de mise en place du chantier sont considérables. En première approximation, on peut évoquer des prix de l'ordre de 700 à 1000€/m<sup>2</sup>, selon l'épaisseur et les difficultés du chantier.

### 6.3.5 Remarques sur les parois de soutènement

Les parois de soutènement présentées dans les paragraphes précédents (cf. § 6.3.2, 6.3.3 et 6.3.4) fonctionnent de la même manière, comme une console verticale, ancrées à leurs bases. Il est également possible de s'en servir pour la suite comme élément porteur du futur bâtiment, à condition qu'elles aient été dimensionnées de la sorte.

Afin de réaliser des fouilles sur de grandes profondeurs, nous pouvons également utiliser des butons et/ou des tirants qui seront fixés sur des profilés métalliques ou des pieux en béton, ou pareillement dans le mur de la paroi. Le tableau suivant présente les avantages et inconvénients de chacune de ces deux techniques afin de pouvoir choisir intelligemment la meilleure solution pour un chantier.

Tab. XVII– tableau de comparaison entre butonnage et tirantage

	Butonnage	Tirantage
Inconvénients	Encombrement de la zone de travail	Problème juridique en milieu urbain
	Limité pour des fouilles profondes	Coût de réalisation élevé
	Nécessité de moyen de levage	Non réutilisable
Avantages	Chantier indépendant des mitoyens	Fouille libre aux activités en tout genre
	Coût relativement faible	Possibilité de mise en place à l'avancement
	Mise en place rapide	Possibilité de tirants actifs (qui travaillent sans que le mur ne soit encore sollicité)

### 6.3.6 Voiles par passes alternées

#### a) Description

Ce type de paroi consiste à réaliser les travaux en plusieurs phases, identiques mais en quinconce. La technique visée par l'annexe nationale française NFP94-282 de l'Eurocode 7 est la technique dite des banquettes inversées consistant à terrasser par passes alternées, puis à ferrailer et à couler les éléments de voile situés dans les passes excavées, ensuite à terrasser l'ensemble de la fouille, les voiles mis en place étant soutenus par des butons (bracons) prenant appui sur la banquette en vis-à-vis ou sur le fond de fouille, enfin à réaliser les éléments de voile intermédiaires. L'opération est répétée autant de fois qu'il est nécessaire pour atteindre le fond de fouille définitif.



Figure 39– Aperçu des voiles contre terre en cours de réalisation « en quinconce », chantier MARCHE VICTOR HUGO, Aubervilliers (93 300)

#### b) Domaine d'application et environnement

Egalement, cette technique est recommandée pour des projets de soutènement en terrains saturés, où les parois sont utilisées pour l'ouvrage définitif.

Pas de recommandation au niveau de la distance minimale entre le nu d'un existant et le nu de la future paroi.

Son épaisseur dépend des charges verticales et horizontales lui sollicite.

Au niveau de l'environnement, le voile par passes alternées est caractérisé par :

- La réalisation avec un matériel traditionnel → pas de vibrations ou nuisance sonore
- L'étanche

### c) La méthodologie

#### ➤ Au niveau de l'exécution:

Cette technique consiste à creuser à la périphérie du chantier, une série de passes, en quinconce, en allant de haut en bas. Lorsqu'une zone est en travaux, le reste du terrain assure toujours un soutènement des avoisinants. C'est pour cette raison que les travaux par passes alternées dépassent rarement les 2.5 mètres de longueur et de largeur, par phase.

La seconde étape est la mise en place de treillis soudés et des attentes (en HA) trouées dans la terre, afin d'assurer la continuité avec les futures passes à creuser, et, éventuellement, des joints Water-stop au droit des attentes (en HA) trouées. Cette démarche est suivie par de béton projeté.

L'opération se répète passe après passe, aussi profond que nécessaire, jusqu'à la réalisation de la semelle, normalement excentrée du voile.

Simultanément aux treillis soudés, les voiles intègrent des bandes noyées implantées longitudinalement suivant le calcul effectué à l'état provisoire, et retenus par un système de butonnage.

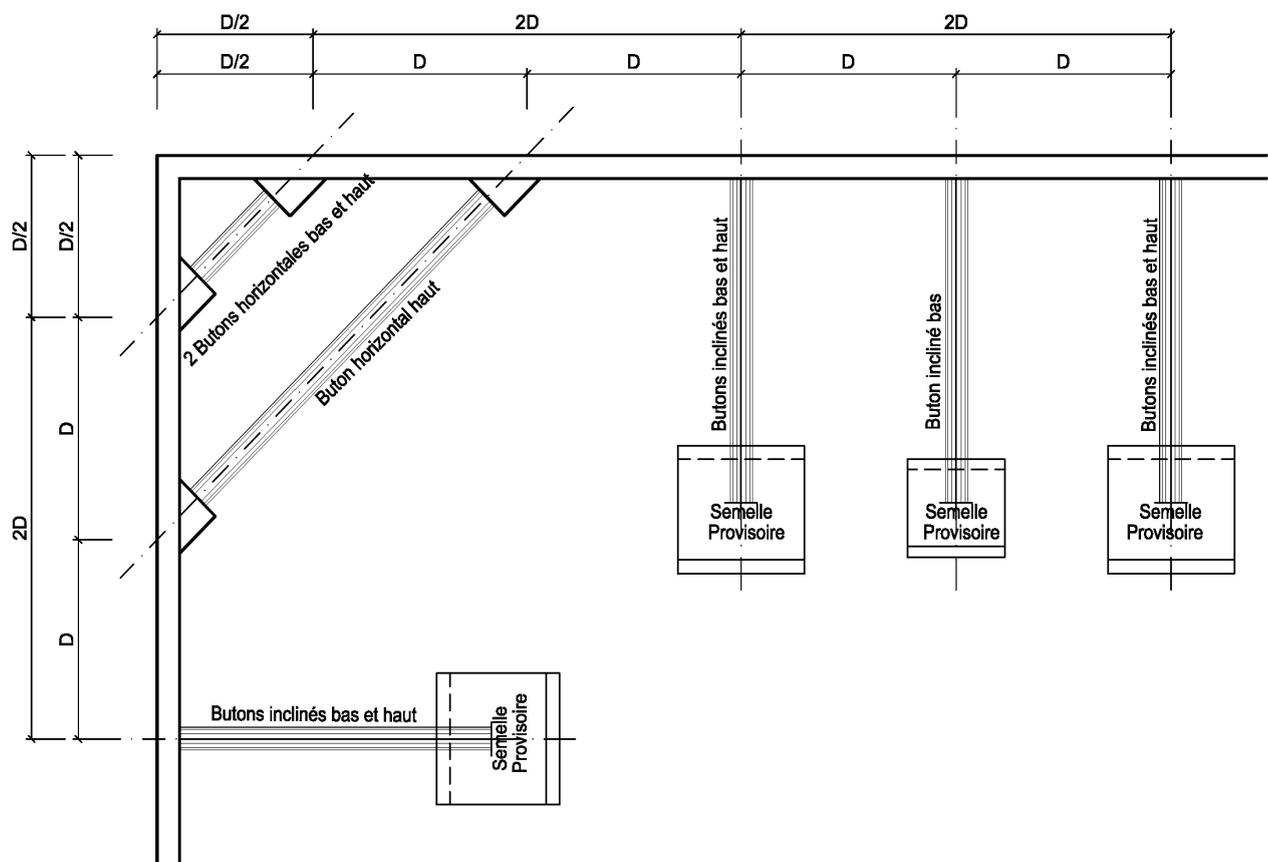


Figure 40 – Aperçu, vue en plan repérage des butons et des semelles provisoires

Ces butons sont repérés sur les bandes noyées (cf. Figure 40) qui garantissent la tenue du système jusqu'à la réalisation des poutres et des planchers d'infrastructure. A terme, la poussée des terres transitera par ces derniers.

C'est pourquoi, des semelles provisoires sont mises en place en fond de fouille, pour retenir les butons inclinés. Nous notons que ces derniers peuvent être maintenus horizontalement si le cas le permet (cf. Figure 40). Les butons peuvent être en bois ou en métal selon l'intensité des charges qui les sollicitent.

➤ Au niveau de calcul:

Le calcul doit être fait pour 2 phases : provisoire et finale

1- Phase provisoire, où les planchers ne sont pas encore réalisés

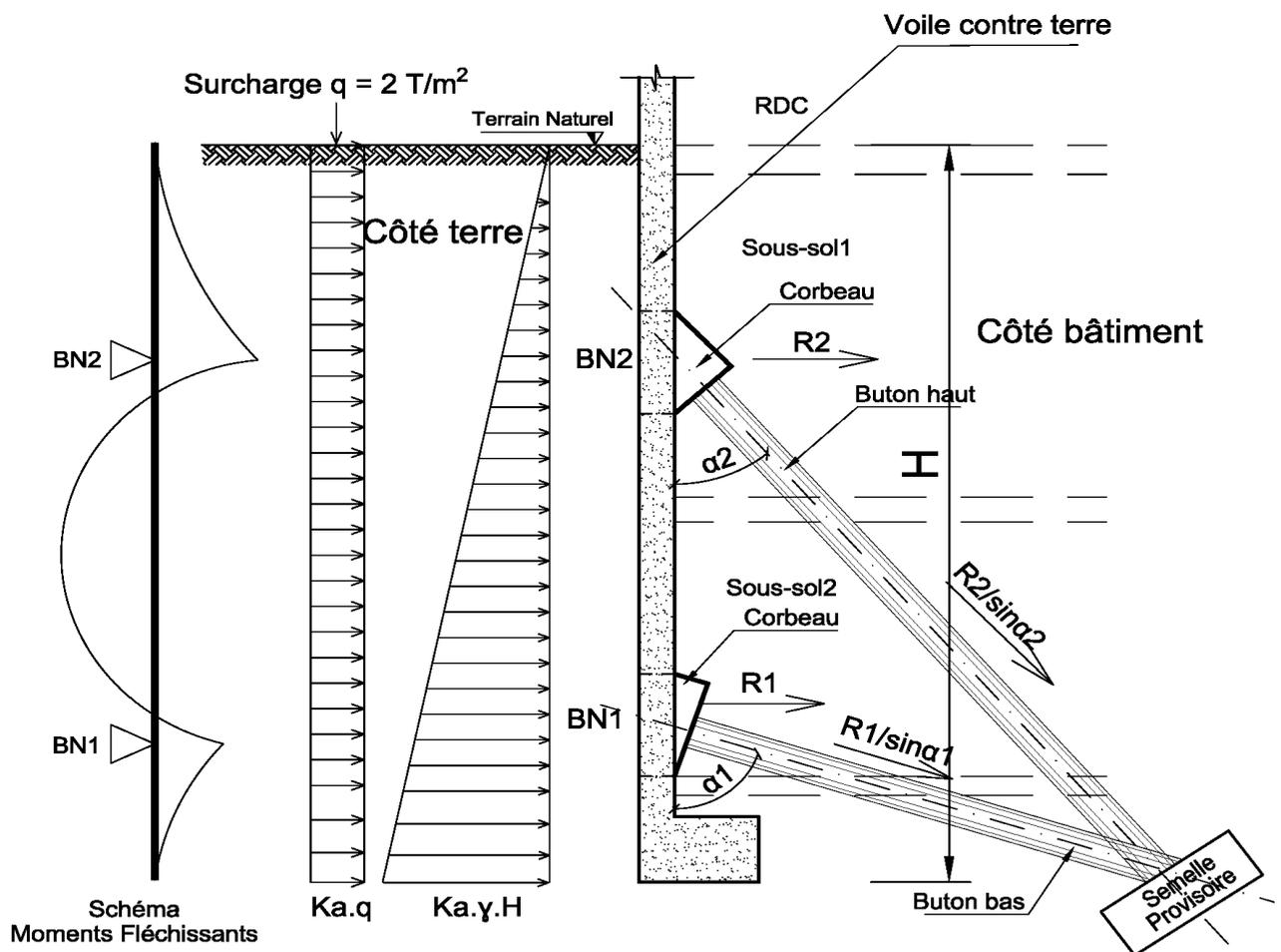


Figure 41 – Coupe type voile contre terre réalisée par passes alternées à l'état provisoire

Les charges agissantes sur le voile en phase provisoire sont :

- la poussée de la terre :  $K_a \cdot \gamma \cdot H$  (charge triangulaire)

Où  $K_a = \tan^2 (\pi/4 - \phi/2)$

$\gamma$  : densité du sol (poids spécifique)

H : hauteur de la terre

$\phi$  : coefficient de frottement du sol

- Surcharge, au niveau du terrain naturel, sollicitant le voile :  $K_a \cdot q$

Le calcul du voile en phase provisoire est comme un plancher prenant appuis sur les BN et les butons pour contrer à la poussée des terres et les charges d'exploitations (cf. Figure 41).

Le ferrailage principal sera au niveau des appuis (bandes noyées) en face extérieure et en partie courante face intérieure, et, simultanément, des aciers de liaison entre les passes.

Les bandes noyées sont sollicitées par des charges réparties linéaires, résultantes de la réaction d'appui au niveau de chaque bande noyée et sont calculées, comme une bande de dalle, de largeur dépendant de calcul, prenant comme appui les butons (cf. Figure 42).

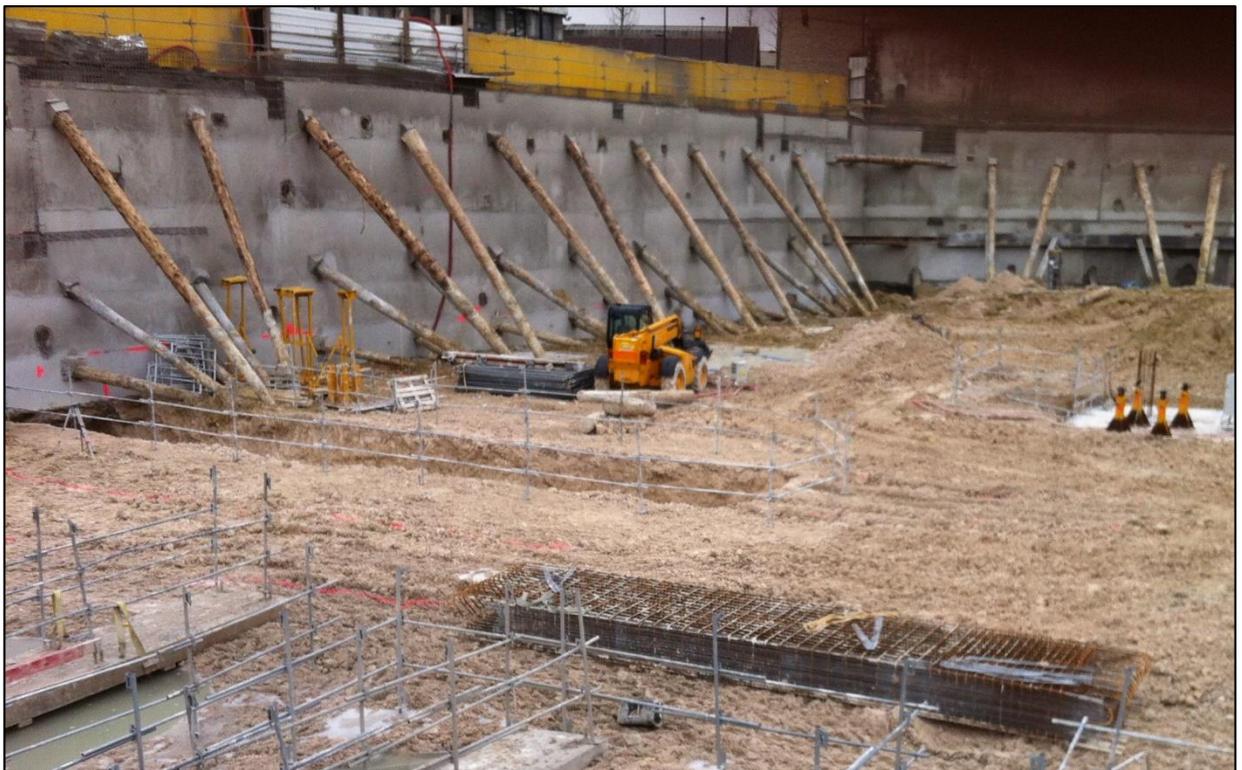


Figure 42 – Voile par passes alternées à l'état provisoire ,chantier MARCHE VICTOR HUGO, Aubervilliers (93 300)

Par conséquent, les réactions des appuis R1 et R2 (cf. Figure 41) seront les charges agissantes sur les butons, et éventuellement divisées par le sinus de l'angle des butons inclinés, où ces charges seront utilisées pour le calcul des semelles provisoires retenant les butons.

- 2- Phase état final, où les charges de la poussée de la terre seront retenues par les planchers

Les charges agissantes sur le voile en phase définitive (cf. Figure 43) sont :

- la poussée de la terre :  $K_a \cdot \gamma \cdot H$  (charge triangulaire)

Où  $K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$

$\gamma$  : masse volumique du sol (poids spécifique)

H : hauteur de la terre

$\varphi$  : coefficient de frottement du sol.

- Surcharge au niveau du terrain naturel, affectant le voile :  $K_a \cdot q$ .
- Charges verticales provenant de la superstructure G (charges permanentes) et Q (charges d'exploitations).
- Eventuellement la poussée hydrostatique selon le niveau de l'eau :  $\gamma_w \cdot H$

Avec  $\gamma_w$  : masse volumique de l'eau.

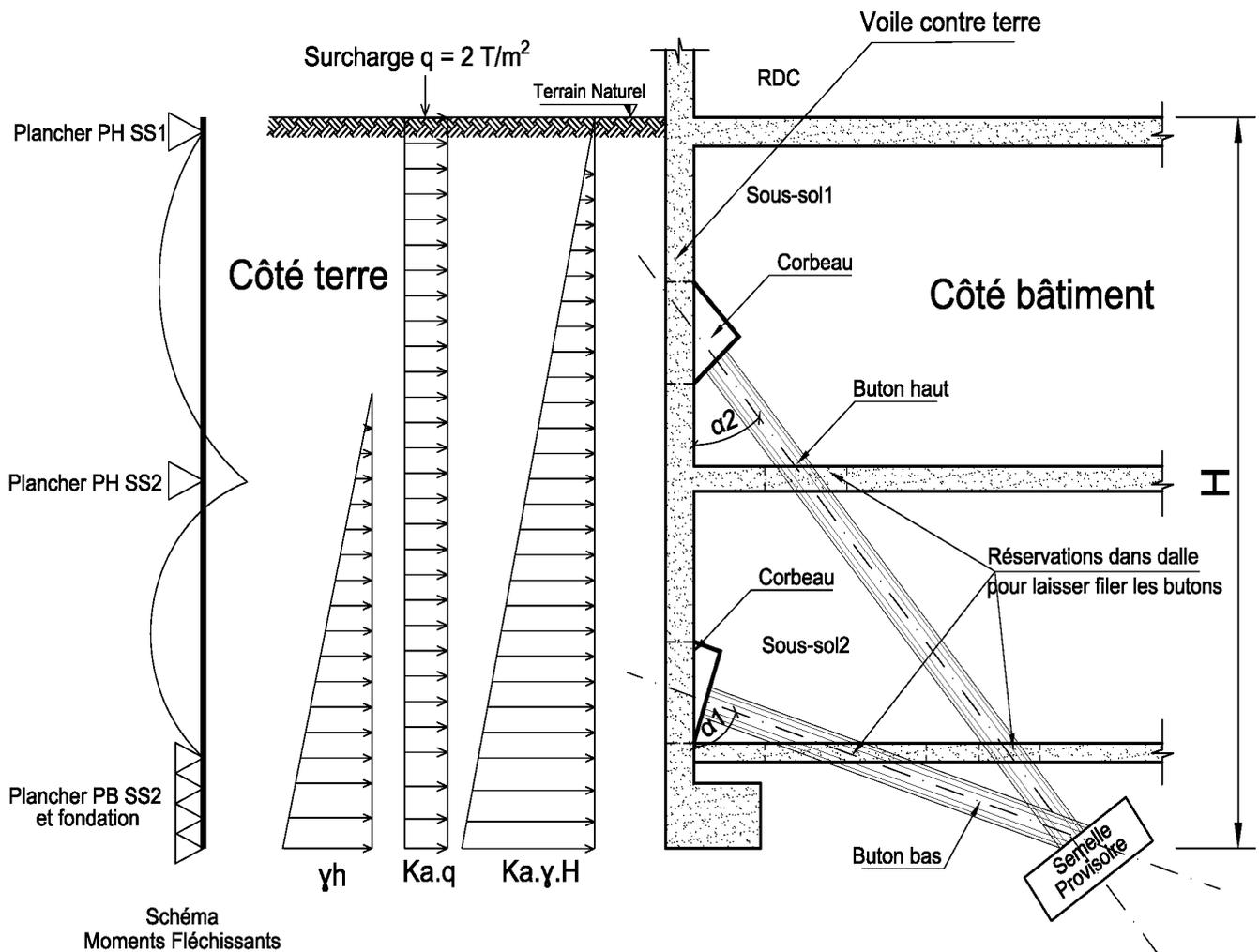


Figure 43 – Coupe type, voile contre terre réalisé par passes alternées à l'état provisoire

Le voile en phase définitive agit comme une dalle prenant appuis sur les planchers réalisés (cf. Figure 43). Donc, le ferrailage principal sera au niveau des appuis (planchers) face extérieure et en partie courante face intérieure. D'où les butons seront à maintenir jusqu'à coulage et prise des planchers haut et bas. C'est pourquoi des réservations doivent être intégrées dans ces planchers pour laisser filer les butons

Ces réservations seront bouchées après avoir retiré les butons (cf. Figure 44).

*Remarque : il faut faire attention à la disposition constructive minimale (DTU14.1 §7.3), en cas de cuvelage,*



Figure 44—Aperçu des réservations prévues dans dalle pour les butons, chantier MARCHE VICTOR HUGO, Aubervilliers (93 300)

Par ailleurs, les semelles filantes excentrées des voiles contre terre sont calculées comme des consoles soumises à la réaction du sol vis-à-vis des efforts verticaux G et Q provenant de la superstructure (cf. Figure 45).

Les semelles sont supposées être encastrées dans le voile et rigides donc pas de soulèvement ni de renversement. Quant au glissement à l'état final, la résultante des efforts horizontaux est supposée être reprise par le plancher bas.

Au niveau de connexion voile-semelle, les moments fléchissants, provenant de la réaction du sol au niveau de la semelle-console, agissent de la même manière sur la semelle et le

voile, d'où il faut considérer l'épaisseur du voile dans le calcul des attentes à prévoir entre voile et semelle et au niveau de la console pour résister à ces moments

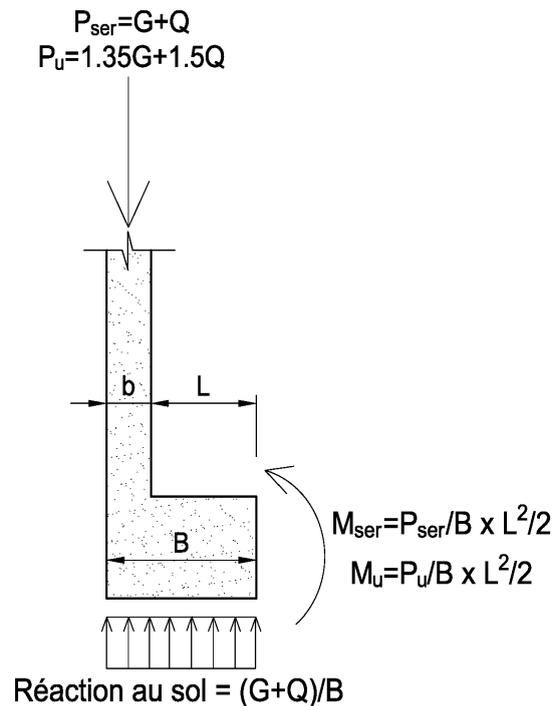


Figure 45 – Sollicitations agissantes sur les semelles des VPP

#### d) Fonction de voiles par passes alternées

A l'état final, les voiles par passes alternées reprennent les charges verticales des éléments porteurs du bâtiment, et en même temps appuient les planchers des sous-sols.

Pour cela, le ferrailage du voile inclut des dispositifs de liaison en attente « des U ». Ces attentes sont dépliés une fois le voile achevé, afin d'assurer la liaison avec les ouvrages de structure à solidariser avec le voile.

#### e) Prix courant

Selon BOUYGUES : le prix d'exécution est environ 80 à 100 €/m<sup>2</sup>

## 7. Etude de cas : Voiles par passes alternées

### 7.1 Le projet

Après avoir traité les points clés à considérer dans un projet de soutènement, ainsi que plusieurs méthodes couramment utilisées dans ce domaine, nous allons appliquer ces méthodes au même projet présenté au chapitre 4, chez « LES MAÇONS PARISIENS » l'immeuble du 16, rue Paul Vaillant Couturier à Levallois-Perret (92). En s'appuyant sur les recherches précédentes, cette étude aura pour but de sélectionner les meilleures solutions possibles pour exécuter les voiles contre terre.

Ce projet a été choisi pour illustrer le mémoire et être la cible de l'étude de cas. Car, c'est une référence en termes de construire un bâtiment de R+7, avec deux sous-sols à proximité du bâtiment existant et des deux rues. D'une part, la zone parisienne impose de nombreuses contraintes pour chaque chantier, par l'intermédiaire d'une proximité quasi permanente de la Seine (risque d'éventuelle remontée de l'eau souterraine), et d'autre part, d'une densité urbaine très élevée.

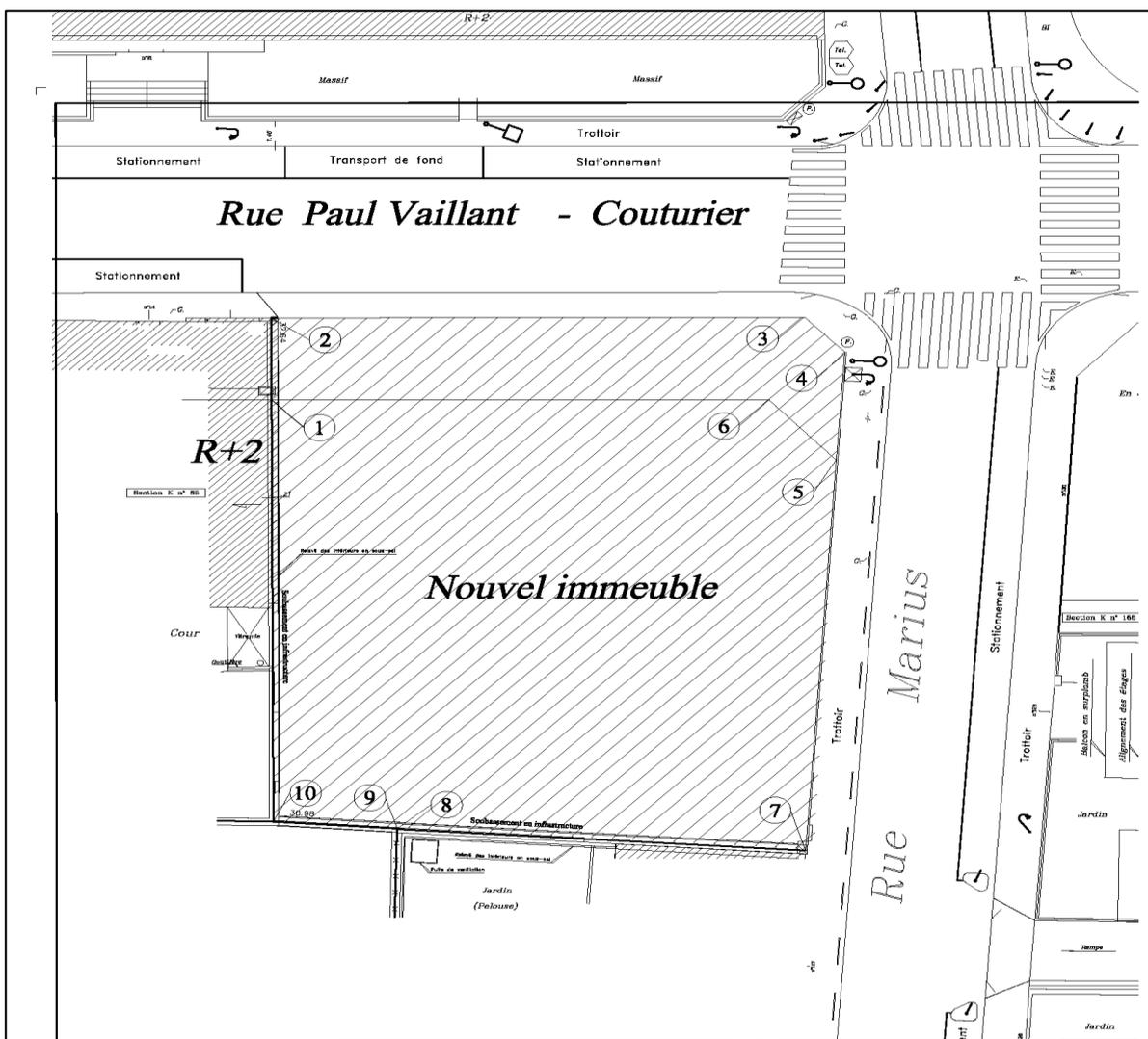


Figure 46 – Plan masse du nouveau bâtiment à proximité des mitoyens et des routes

## 7.2 Choix - paroi de soutènement

Le niveau fini du terrain naturel au droit du bâtiment est 30.30 NGF. Par ailleurs, l'arase inférieure du radier est 24.05 NGF (cf. Figure 47), d'où la hauteur de la paroi de soutènement à prévoir est de 6.25 m. Vu la profondeur limitée, chacune des méthodes de soutènement déjà présentées dans les paragraphes précédents peuvent être utilisées.

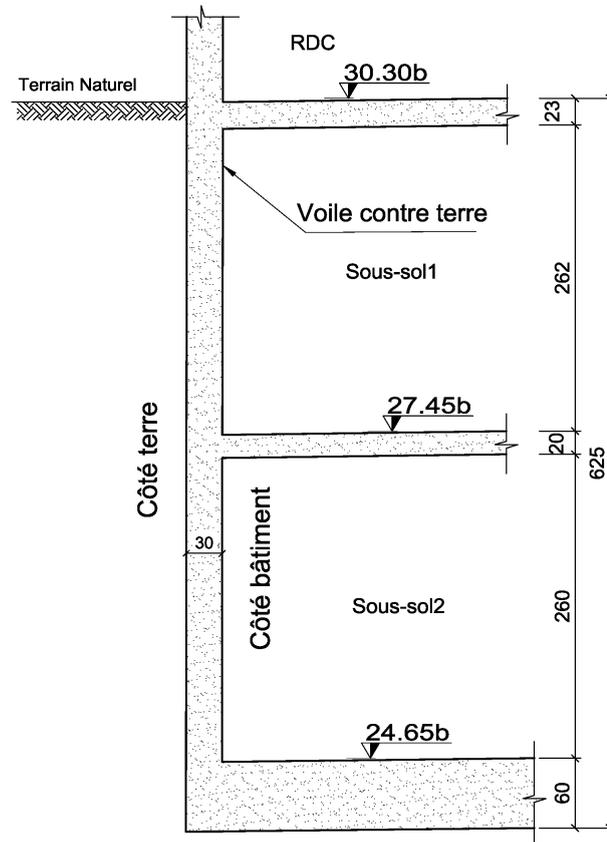


Figure 47 – Voile contre terre, coupe type

Dans le but de choisir la paroi de soutènement appropriée à ce projet, un tableau de comparaison entre les différentes méthodes de soutènement a été effectué.

Tab. XVIII– Tableau de comparaison - Parois de soutènement

Paroi de soutènement	Paroi berlinoise	Paroi parisienne	Paroi moulée	Voiles par passes alternées
Au niveau de Profondeur	capable	capable	capable	capable
Etanche	non	non	oui	oui
Coût	moyenne	moyenne	élevée	faible
Vibration et nuisance sonore	élevée	élevée	faible	non
Emprise de travail	grande	moyenne	moyenne	Pas de recommandation

Le tableau ci-dessus montre que la paroi de soutènement adéquate pour un projet de profondeur limitée, dans un environnement urbanisé et risqué par la remontée de l'eau souterraine, est les voiles par passes alternées.

Désormais, l'étude sera orientée vers l'exécution des voiles contre terre par la méthode des voiles par passes alternées (VPP) à proximité des rues et du bâtiment existant.

### 7.3 VPP à proximité des rues

#### 7.3.1 Hypothèses de calcul

➤ (cf chapitre 4 § 4.1 et 4.2)

a) **Béton** : XC2 – C35/45

b) **Acier** :  $f_{yk} = 500$  MPa

c) **Caractéristique du Sol** :

- Contrainte du calcul au sol :  $Q_{ELS} = 0.6$  MPa
- Coefficient de frottement du sol  $\varphi = 33^\circ$
- Masse volumique du sol  $\gamma = 1.9$  T/m<sup>3</sup>

d) **Fissuration** : Maitrise de la fissuration par des dispositions constructives, sauf radiers, voiles contre terre, ...:  $W_{max} = 0.2$ mm

- Protection par cuvelage conformément au DTU 14.1 jusqu'à la côte 28.52 NGF

e) **Hydrologie** : Les sous-sols sont non inondables.

Crue centennale – Niveau EE : 28.52 m NGF

- Poussée hydrostatique, agissante sur la paroi de sottelement selon le niveau EE de l'eau :  $\gamma_w \cdot h = 4.47$ T/ml.

Avec  $\gamma_w$  : masse volumique de l'eau = 1T/m<sup>3</sup>

#### 7.3.2 Etude du VPP en phase provisoire

- Hauteur de la paroi de soutènement  $H = 6.25$  m
- Les charges agissantes sur le voile à l'état provisoire sont :
  - La poussée de la terre :  $K_a \cdot \gamma \cdot H$
  - Avec  $K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2) = \text{tg}^2 (\pi/4 - 33/2) = 0.295$
  - ➔  $K_a \cdot \gamma \cdot H = 3.5$  T/ml

- Surcharge au niveau des routes : 2 T/m<sup>2</sup>
- ➔ Charges réparties affectant le voile :  $K_a \cdot q = 0.295 \times 2 = 0.59 \text{ T/ml}$

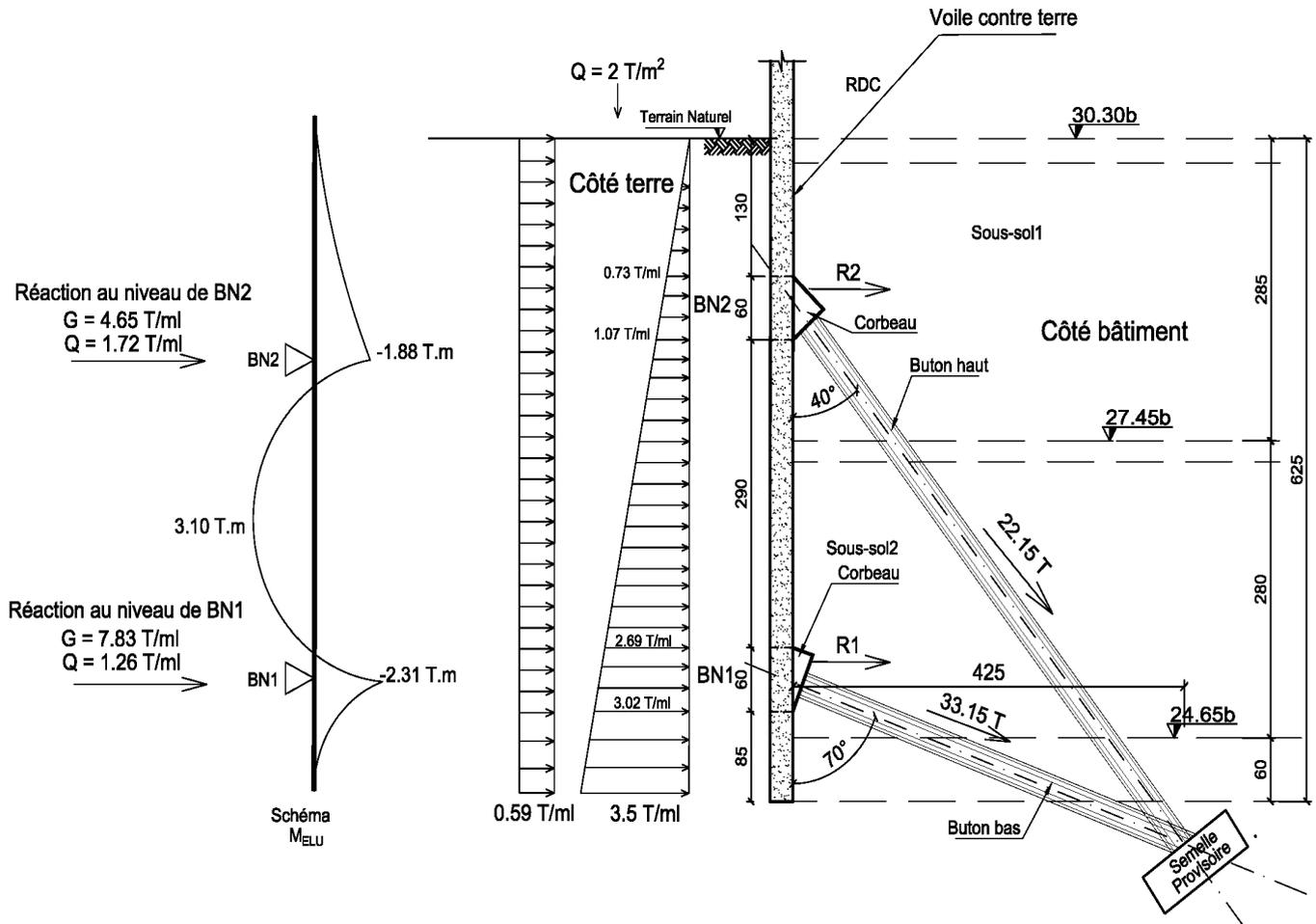


Figure 48 – Coupe sur VPP, état provisoire

Le calcul a été effectué à l'état ultime. La maîtrise de la fissuration n'est pas requise, l'effet de l'eau à ne pas prendre en compte à l'état provisoire grâce au rabattement prévu en phase d'exécution du bâtiment.

Les valeurs des moments fléchissants et les réactions au niveau des appuis (BN1 et BN2) dans la figure 48 sont conformément au logiciel Acapulco (cf. Annexe J1)

### a) Calcul des armatures du voile

- Au niveau de la travée

$$M_{Ed} = 3.10 \text{ T.m}$$

$$\mu_{cu} = \frac{M_{Ed}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3,10 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0,27^2 \cdot 20} = 0.0212 < 0.372 = \mu_{lu}$$

Avec  $b_0 = 1 \text{ m}$

$$d = 0.9 \times 0.3 = 0.27$$

$$f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 30/1.5 = 20 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ Position axe neutre : } \alpha_u = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{cu}}) = 0.0268 \text{ m}$$

$$\text{➤ Bras de levier : } Z_c = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_u) = 0.24 \text{ m}$$

$$\text{➤ } A_s = \frac{M_{Ed}}{Z_c \cdot f_{yd}} = \frac{3,10 \cdot 10^{-2}}{0,24 \cdot \frac{500}{1.15}} = 2.97 \text{ cm}^2$$

Soit ST35 = 3.85 cm<sup>2</sup> pour la face intérieure du voile

- Au niveau des appuis BN1 et BN2

Appui BN1:

- $M_{Ed} = 2.31 \text{ T.m}$

- $\mu_{cu} = \frac{M_{Ed}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2.31 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0,27^2 \cdot 20} = 0.0158 < 0.372 = \mu_{lu}$

- Position axe neutre :  $\alpha_u = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{cu}}) = 0.020 \text{ m}$

- Bras de levier :  $Z_c = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_u) = 0.257 \text{ m}$

- $A_s = \frac{M_{Ed}}{Z_c \cdot f_{yd}} = \frac{2.31 \cdot 10^{-2}}{0,257 \cdot \frac{500}{1.15}} = 2.10 \text{ cm}^2$

Soit ST25 = 2.57 cm<sup>2</sup> au niveau de l'appui BN1 en face extérieure

Appui BN2:

- $M_{Ed} = 1.88 \text{ T.m}$

- $A_s = 1.7 \text{ cm}^2$

Soit ST20 = 1.89 cm<sup>2</sup> au niveau de l'appui BN2 en face extérieure

Le choix sera ST35 en face intérieure, et ST25 en face extérieure pour le voile contre terre à l'état provisoire.

Ensuite, il faut calculer les bandes noyées qui reprennent le voile en phase provisoire.

Ces bandes noyées seront appuyées par deux lignes de butons bas et haut (cf. Figure 48) où ces butons bas et haut sont espacés de 2.5 m et retenus par des semelles provisoires en fond de fouille.

Un plan de repérage des semelles provisoires (cf. Figure 49) et une élévation du voile contre terre indiquant les impacts des bandes noyées et des butons (cf. Figure 50) sont fournies afin de faciliter la compréhension de la démarche d'exécution.

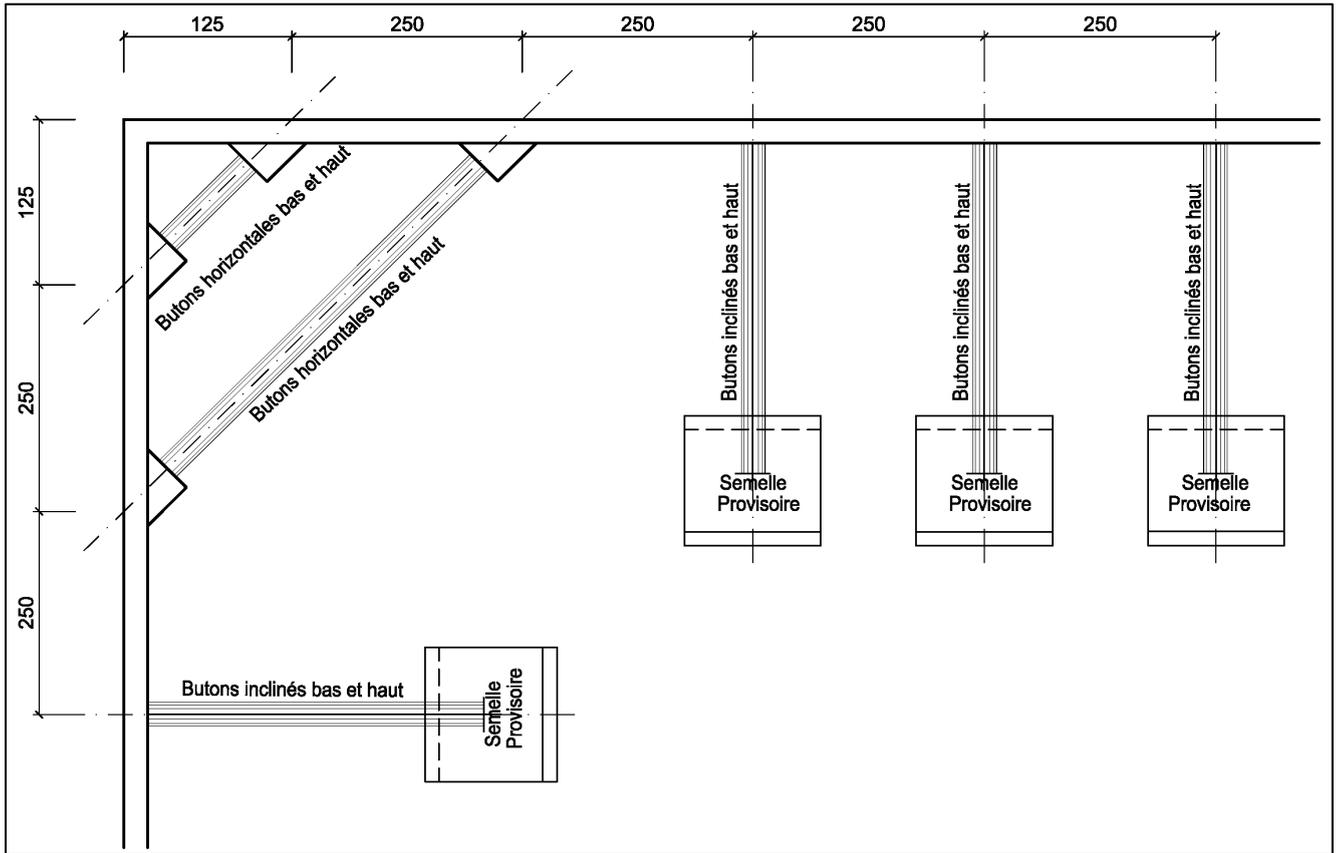


Figure 49 – Plan de repérage des semelles provisoires

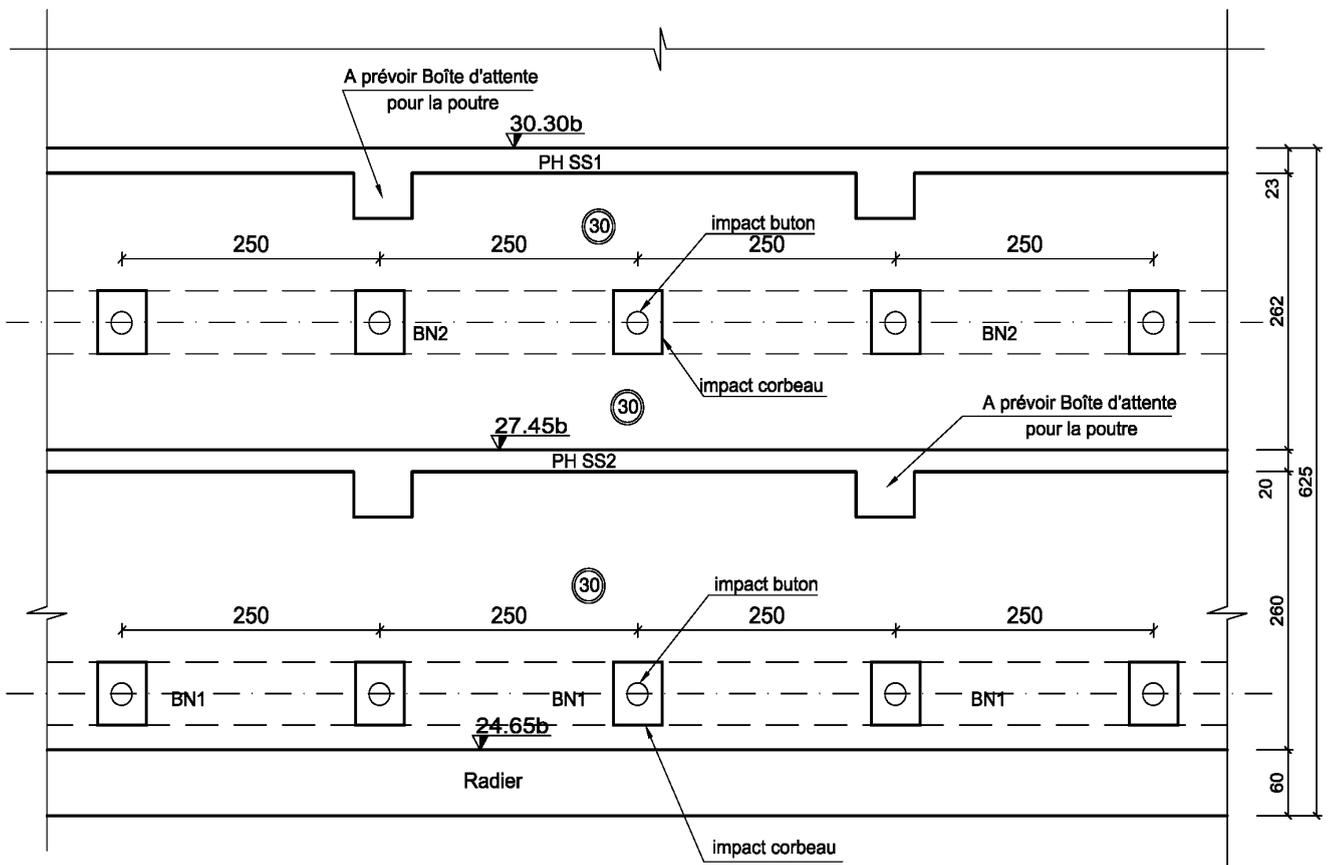


Figure 50 – Élévation voile contre terre, impact des bandes noyées, corbeaux et butons

### *b) Calcul des bandes noyées*

#### ➤ Bande noyée BN1

Dimensions de BN1 = 60 x 30ht

Les charges linéaires agissantes sur les bandes noyées BN1 sont :

- $G = 7.83 \text{ T/ml}$
- $Q = 1.26 \text{ T/ml}$

Valeurs des moments fléchissants et réactions au niveau des appuis (cf. Annexe J2)

#### Calcul des armatures:

- Au niveau des travées

- $M_{Ed} = 7.68 \text{ T.m}$

La section théorique pour les armatures longitudinales est de  $7.7 \text{ cm}^2$ , soit  $6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$ , pour la face intérieure de la bande noyée BN1.

- Au niveau des appuis

- $M_{Ed} = 5.79\text{T.m}$

La section théorique pour les armatures longitudinales est de  $6.0 \text{ cm}^2$ , soit  $6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$ , pour la face extérieure de la bande noyée BN1.

Le choix pour les bandes noyées BN1 sera  $2 \times 6\text{HA}14$  (par sécurité) pour les 2 faces extérieures et intérieures.

#### ➤ Bande noyée BN2

Dimensions de BN2 = 60 x 30ht

Les charges linéaires agissantes sur les bandes noyées BN2 sont :

- $G = 4.65 \text{ T/ml}$
- $Q = 1.72 \text{ T/ml}$

Valeurs des moments fléchissants et réactions au niveau des appuis (cf. Annexe J3).

#### Calcul des armatures :

- Au niveau des travées

- $M_{Ed} = 5.56 \text{ T.m}$

La section théorique pour les armatures longitudinales est de  $5.5 \text{ cm}^2$ , soit  $6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$ , pour la face intérieure de la bande noyée BN2.

- Au niveau des appuis
  - $M_{Ed} = 4.44 \text{ T.m}$

La section théorique pour les armatures longitudinales est  $4.6 \text{ cm}^2$ , soit  $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ , en face extérieure.

Le choix pour les bandes noyées BN2 sera  $2 \times 6\text{HA}12$  (par sécurité) pour les 2 faces extérieures et intérieures.

Transversalement, nous prévoyons des cadres et épingles espacés de 20cm (cf. Figure 51)

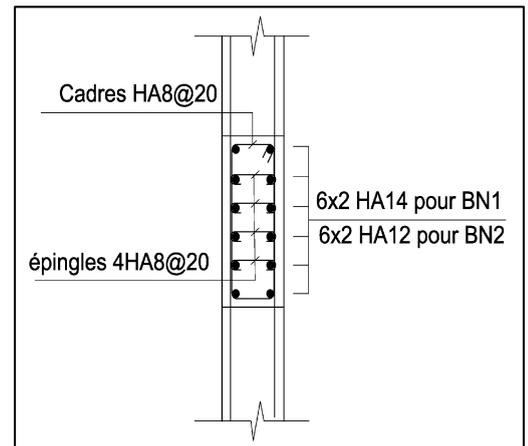


Figure 51 – Aperçu renforts Bandes noyées

### c) Etude des semelles provisoires

La figure 48 montre que les réactions à l'ELU au niveau des butons sont :

- $R1 = 33.15 \text{ T}$
- $R2 = 22.15 \text{ T}$

Contrainte de calcul au sol :  $q_{ELS} = 0.6 \text{ MPa} \rightarrow q_{ELU} = 0.9 \text{ MPa}$

#### ➤ Dimensionnement

Soit le bouton de diamètre 20 cm

- $B^2 \geq P_u/q_{ELU} = 0.553/0.9 = 0.61 \rightarrow B = 0.78 \text{ m}$

Tout en respectant la condition de rigidité :

- $(B-b)/4 = (0.78 - 0.20)/4 = 0.145 \text{ m} \leq d \leq (B-b) = 0.58 \text{ m} \rightarrow$  prenons  $h = 0.25 \text{ m}$

Prenons en compte le poids propre de la semelle

➔  $P_{semelle} = 0.9 \times 0.9 \times 0.25 \times 2.5 = 0.506 \text{ T}$

➔ A l'ELU  $P_u = 0.553 + 1.35 \times 0.506 \times 10^{-2} = 0.560 \text{ MN}$

D'où  $B^2 \geq P_u/q_{ELU} = 0.560/0.9 = 0.622 \rightarrow B = 0.79 \text{ m}$

On conservera donc comme dimensions de la semelle  $0.9 \times 0.9 \times 0.25\text{ht}$

#### ➤ Détermination des armatures

- $\sigma_s = f_{yk}/\gamma_s = 500/1.15 = 434.78 \text{ MPa}$
- $A_s = P_u (B-b)/8.d.\sigma_s = (0.56 \times (0.9 - 0.2)) / 8 \times 0.2 \times 434.78 = 5.5 \text{ cm}^2$

Soit  $2 \times 5 \text{ HA}12$  espacés de 0.2 m (cf. Figure 52)

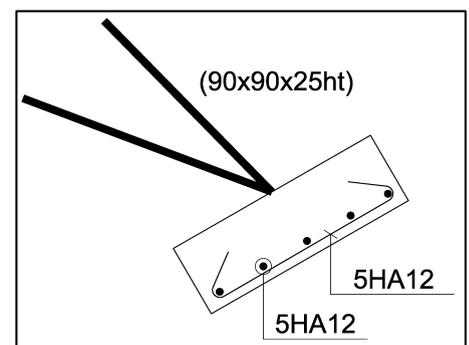


Figure 52 – Armatures semelles provisoires



béton, et le pourcentage d'armatures minimales, tout en vérifiant la recommandation de l'Eurocode 2 au niveau de la dimension de l'ouverture des fissures  $W_{\max} = 0.2\text{mm}$ .

Les valeurs des moments fléchissants et les réactions au niveau des appuis (planchers) dans la figure 53 sont conformément au logiciel Acapulco (cf. Annexe J4).

### a) Calcul des armatures du voile

Travée du Sous-sol2

$$M_{ELS} = 4.51 \text{ T.m}$$

#### ➤ Vérification contrainte du béton tendu

- $f_{c28} = f_{ck} = 30 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 2.4 \text{ MPa}$
- Calcul de la contrainte admissible béton :  $1.1 \times \theta \times f_{t28} = 1.1 \times 5/3 \times 2.4 = 4.40 \text{ MPa}$   
avec  $I/V = (bh^3/12) / (bh/2) = bh^2/6$
- Vérification en section homogénéisée :
- $\sigma_b = M_t / (I/V) = M_t / (bh^2/6) = 0.0451 \times 6 / (1 \times 0.3^2) = 3.01 < 4.40 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée

#### ➤ Armatures min. selon DTU14.1

En limitant les phénomènes de variation dimensionnelle contraire (retrait, température,...), ces précautions peuvent concerner, entre autres, la composition du béton, sa mise en œuvre, les phases de coulage, les zones de clavetage, les reprises, les procédés de cure, les délais entre phases.

Selon le DTU 14.1, la section minimale d'armatures de béton armé dans la zone tendue peut être ramenée à 1‰ de la section droite résistante strictement nécessaire plafonnée à 4 cm<sup>2</sup>/m.

$As_{\min} = 1‰ \times 30 \times 100 = 3.0 \text{ cm}^2/\text{ml} < ST40C = 3.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (avec recouvrement dans le 2 sens) pour la face intérieure du voile.

De même, il faut limiter la contrainte de l'acier tendu selon le tableau Tab. IX (chapitre 2), niveau EE

#### ➤ Au niveau de la travée de sous-sol 2

La section théorique pour les armatures verticales est 5.76 cm<sup>2</sup> (cf. Annexe J4), soit ST40C + ST25.

➔ Armatures verticales face intérieure = 3.85 + 2.57 = 6.42 cm<sup>2</sup> >  $As_{\min} = 3.0 \text{ cm}^2$

➔ Armatures horizontales face intérieure = 3.85 cm<sup>2</sup> >  $As_{\min} = 3.0 \text{ cm}^2$

➤ Au niveau de la travée de sous-sol 1

La section théorique pour les armatures verticales est  $3.00 \text{ cm}^2$  (cf. Annexe J4), soit ST40C.

➔ Armatures verticales face intérieure =  $3.85 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ cm}^2$

➔ Armatures horizontales face intérieure =  $3.85 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ cm}^2$

Au niveau de l'appui entre sous-sol 2 et sous-sol 1

La section théorique pour les armatures verticales est  $3.76 \text{ cm}^2$  (cf. Annexe J4), soit ST35 =  $3.85 \text{ cm}^2$

Le choix d'armatures pour le voile contre terre pour les 2 faces extérieures et intérieures sera :

Au niveau de sous-sol2 :

- Face intérieure : ST40C + ST25
- Face extérieure : ST35

Au niveau de sous-sol1 :

- Face intérieure : ST40C
- Face extérieure : ST35

Ce choix montre que la section d'aciers demandée à l'état final, est plus défavorable que celle de l'état provisoire, donc ce choix sera conservé

*b) Vérification du voile vis-à-vis les charges verticales*

Selon la descente de charges sur les voiles périphériques (cf. Annexes A7 et B2), le voile V5 au droit de la rue « Paul Vaillant – Couturier » est le voile le plus chargé

- Charge permanente :  $36.80 \text{ T/ml}$
- Charge d'exploitation :  $5.30 \text{ T/ml}$

➔  $N_{Ed} = 57.63 \text{ T/ml}$

➔  $N_{ser} = 42.10 \text{ T/ml}$

Selon les règles pour béton non armé de la section 12 de l'EC2-1-1 qui s'appliquent aux éléments principalement soumis à la compression exemple : les voiles.

A l'ELU, l'effort normal résistant,  $N_{Rd}$ , d'une section rectangulaire avec une excentricité uniaxiale  $e$  dans la direction de  $h_w$ , peut être prise égale à :

$$N_{RD} = \eta f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot \left(1 - \frac{2e}{h_w}\right)$$

Où :

- $\eta = 1$
- $f_{cd} = 0.8 f_{ck} / \gamma_c = (0.8 \times 30) / 1.5 = 16 \text{ MPa}$
- $b = 1 \text{ m}$ , Soit pour un mètre linéaire
- $h_w = 0.3 \text{ m}$ , épaisseur du voile
- $e = 0$ , est l'excentricité de  $N_{Ed}$  dans la direction  $h_w$ .

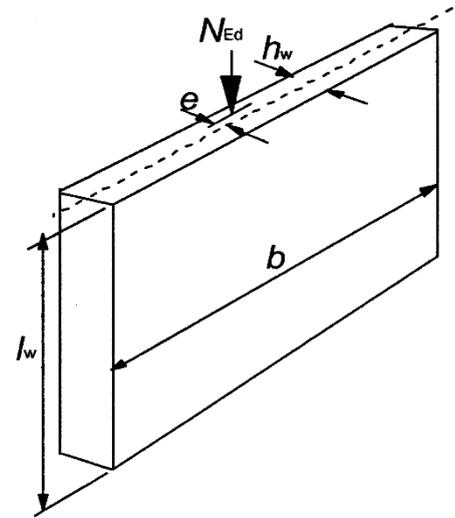


Figure 54 – Notation Eurocode pour les voiles non armé

- $N_{RD} = 4.8 \text{ MN} > 0.5763 \text{ MN} = N_{Ed}$
- Voile non armé vis-à-vis les charges verticales

### c) Section d'armatures nécessaires au niveau de la connexion voile – radier

La modélisation de l'infrastructure voile et radier sous le logiciel Graitec Advance Design, nous a permis d'estimer les valeurs des moments au niveau du radier au droit des voiles périphériques qui varient entre - 3.5 T.m et - 18 T.m aux ELS.

D'où, ces moments sont utilisés pour chercher les sections d'armatures recommandées au niveau des attentes à prévoir entre radier et voiles périphériques.

- Pour  $M_{Ed} = -3.5 \text{ T.m}$

Avec  $\sigma_s = 333 \text{ MPa}$ , à condition de ne pas utiliser des barres de diamètres plus grandes que HA14, selon la recommandation de DTU 14.1, pour le niveau EE face en contact avec l'eau,

- $A_s = 4.8 \text{ cm}^2$ , soit HA12 @ 20cm = 5.65 cm<sup>2</sup>

- Pour  $M_{Ed} = -18 \text{ T.m}$

Avec  $\sigma_s = 291 \text{ MPa}$ , à condition de ne pas utiliser des barres de diamètres plus grandes que HA20, selon la recommandation de DTU 14.1, pour le niveau EE face en contact avec l'eau,

- $A_s = 29.16 \text{ cm}^2$ , soit HA20 @ 10cm = 31.40 cm<sup>2</sup>

La coupe type (cf. Figure 55) présente les armatures à mettre en place pour les voiles contre réalisés par passes alternées à proximité des 2 rues Paul Vaillant – Couturier et Marius.

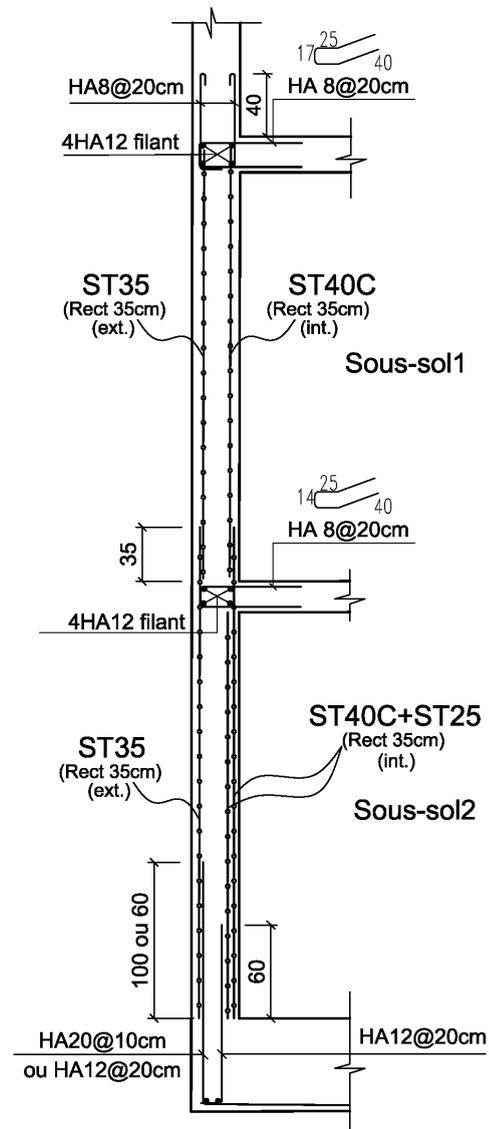


Figure 55 – Voile par passes alternées, coupe - armatures

## 7.4 VPP à proximité du bâtiment existant

Dans cette partie, nous étudions les voiles contre terre à proximité du bâtiment existant de R+2. L'idée est de profiter de ce mémoire pour traiter le cas le plus défavorable → bâtiment existant sans sous-sol, les fondations étant au niveau du terrain naturel.

Afin de résoudre ce problème, comme nous l'avions présenté, il existe deux méthodes pour contrer aux effets des charges provenant de la structure mitoyenne, qui sont : la construction de voile masque et la reprise en sous-œuvre.

Dans notre étude, nous nous intéressons au voile masque qui est le VPP.

### a) *Descente de charges – bâtiment existant*

Les relevés de la géométrie indiquent un bâtiment de R+2 à usage d'habitation, présenté de la manière suivante :

- Première file de la structure existante voisine repose sur une semelle filante (largeur 90 cm) reprenant un voile BA de 16 cm et une dalle de 23 cm sur 3 niveaux (4 planchers) ;
- Deuxième file de la structure existante voisine, repose sur une semelle filante (largeur 90 cm) reprenant un voile BA de 18 cm et une dalle de 23 cm sur 3 niveaux (4 planchers) ;
- Distance entre la première et la deuxième file = 6 m ;
- Distance entre deuxième file et troisième file = 5 m ;
- Hauteur étage = 2.75 m .

Soit CP = 100 Kg/m<sup>2</sup> et CE = 150 Kg/m<sup>2</sup>,

Ce qui donne :

- au niveau de la semelle filante de la première file :

$$\rightarrow G_{1,ex} = (((0.23 \times 2.5) + 0.1) \times 3)) \times 4 + (0.16 \times 2.75 \times 2.5 \times 3) = 11.40 \text{ T/ml}$$

$$Q_{1,ex} = 0.15 \times 3 \times 4 = 1.80 \text{ T/ml}$$

$$\rightarrow P_{1ELS} = 11.40 + 1.80 = 13.20 \text{ T/ml}$$

- au niveau de la semelle filante de la deuxième file :

$$\rightarrow G_{2,ex} G = (((0.23 \times 2.5) + 0.1) \times 5)) \times 4 + (0.18 \times 2.75 \times 2.5 \times 3) = 17.22 \text{ T/ml}$$

$$Q_{2,ex} = 0.15 \times 5 \times 4 = 3.00 \text{ T/ml}$$

$$\rightarrow P_{2ELS} = 17.22 + 3.00 = 20.22 \text{ T/ml}$$

### b) Calcul de l'effet des charges des mitoyens sur les voiles des sous-sols

La NFP94-282, Eurocode 7, partie D.3 « Procédures basées sur la théorie de la plasticité », précise que :

- dans le cas où une pression uniforme  $P$  est appliquée sur une bande de terrain de largeur  $B$  à une distance  $d$  à l'écran (cf. Figure 56), une contrainte uniforme  $q = P \cdot K_a$  s'applique à une tranche d'écran comprise entre le pied du prisme d'éboulement d'inclinaison  $\varphi$  et le pied du prisme de rupture d'inclinaison  $\pi/4 + \varphi/2$  (cf. Figure 56)

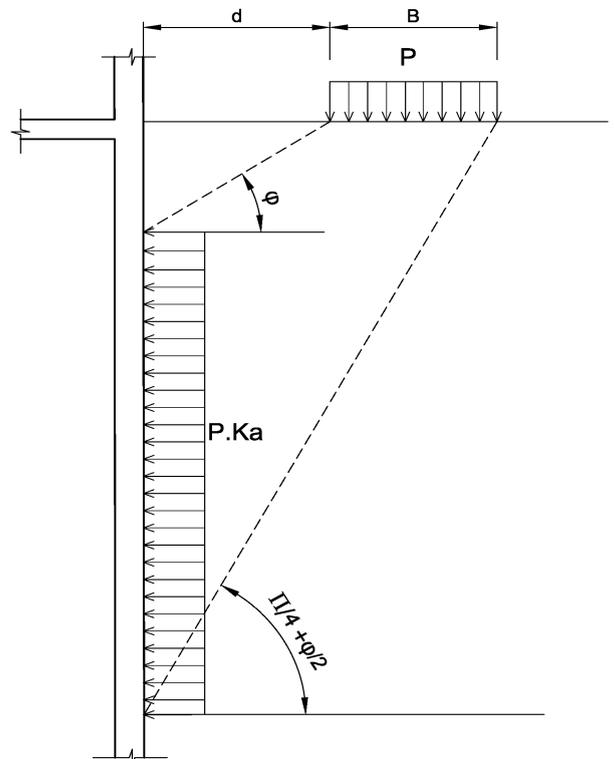


Figure 56 – Charge uniforme appliquée à partir d'une distance « d »

- dans le cas particulier où une pression uniforme  $P$  est appliquée sur une bande de terrain de largeur  $B$  contiguë à l'écran (cf. Figure 57), une contrainte uniforme  $q$  s'applique jusqu'au niveau correspondant au pied du prisme de rupture d'inclinaison  $\theta = \pi/4 + \varphi/2$  (cf. Figure 57).

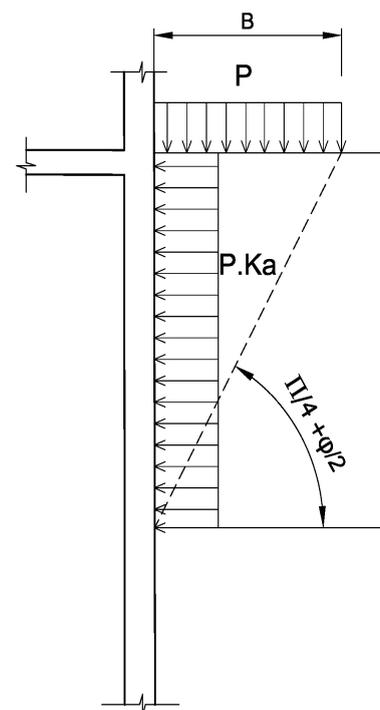


Figure 57 – Charge uniforme appliquée sur une bande contiguë à l'écran

### 7.4.1 Etude du VPP en phase provisoire

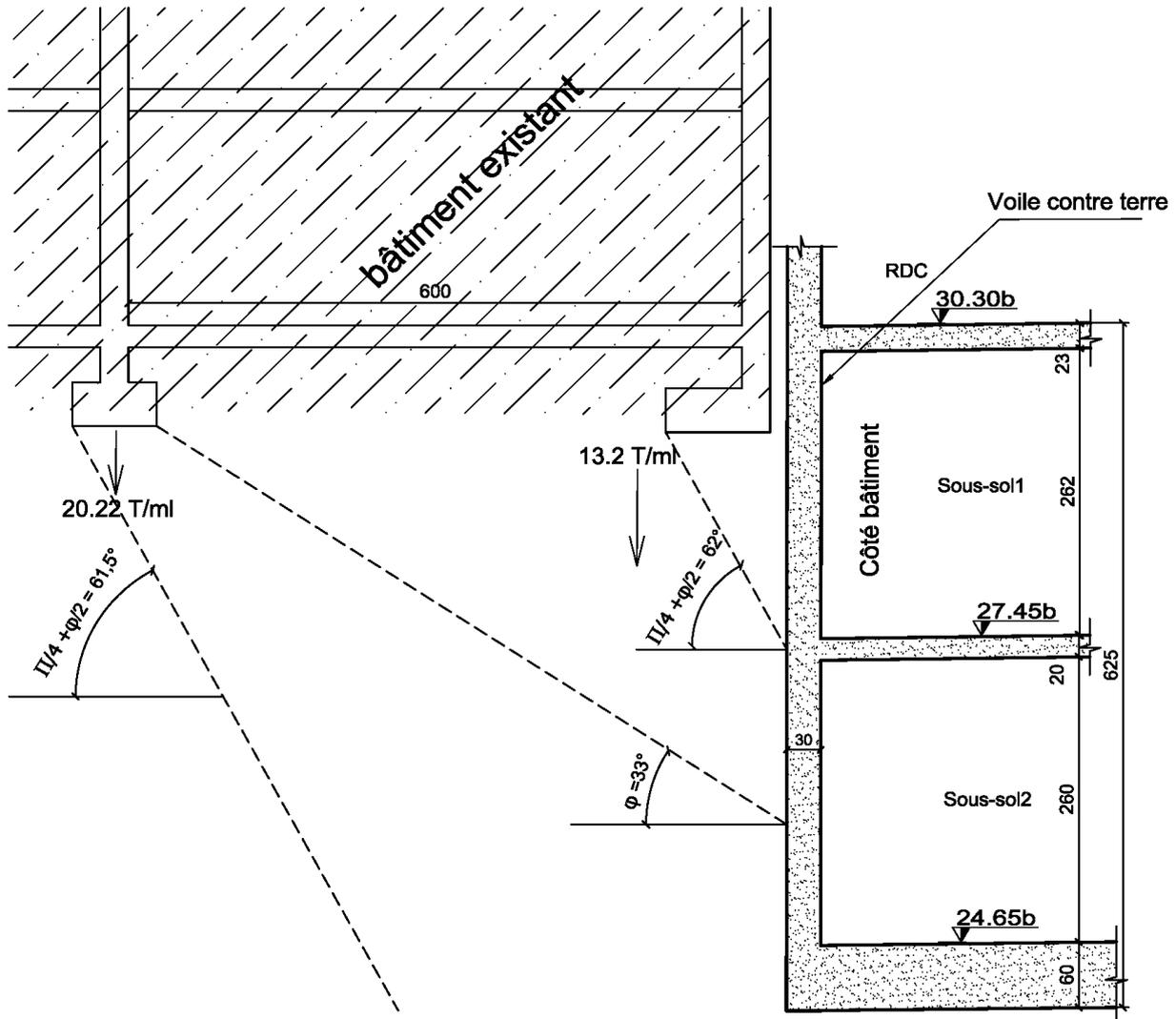


Figure 58 – Charge uniforme appliquée sur une bande contiguë à l'écran

La figure 58 montre que le voile contre terre est sollicité par l'effet des charges de la première et deuxième file de la structure existante.

#### a) Calcul de l'effet des charges du bâtiment mitoyen sur les VPP

➤ Première file de la structure :

➤  $G_{1,ex} = 11.40 \text{ T/ml}$

➔ Charge horizontale sur la paroi :  $G_{1,ex} \times K_a = 11.40 \times 0.295 = 3.363 \text{ T/ml}$

➤  $Q_{1,ex} = 1.80 \text{ T/ml}$

➔ Charge horizontale sur la paroi :  $Q_{1,ex} \times K_a = 1.80 \times 0.295 = 0.531 \text{ T/ml}$

➤ Deuxième file de la structure :

➤  $G_{2,ex} = 17.22 \text{ T/ml}$



### *b) Calcul des armatures du VPP*

- Au niveau de la travée
  - $M_{Ed} = 2.57 \text{ T.m}$
  - $A_s = 3.0 \text{ cm}^2$

Soit ST35 = 3.85 cm<sup>2</sup> pour la face intérieure du voile

- Au niveau des appuis  
BN1 :
  - $M_{Ed} = - 4.59 \text{ T.m}$
  - $A_s = 4.5 \text{ cm}^2$

Soit ST50C = 5.03 cm<sup>2</sup> au niveau de l'appui BN1 en face extérieure

BN2 :

- $M_{Ed} = - 4.78 \text{ T.m}$
- $A_s = 4.7 \text{ cm}^2$

Soit ST50C = 5.03 cm<sup>2</sup> au niveau de l'appui BN1 en face extérieure

Le choix sera ST35 en face intérieure, et ST50 en face extérieure

### *c) Calcul des armatures des bandes noyées*

- BN1

Dimensions de BN1 = 60 x 30 ht

Les charges linéaires agissantes sur les bandes noyées BN1 sont :

- $G = 11.70 \text{ T/ml}$
- $Q = 2.10 \text{ T/ml}$

Au niveau des travées

- $M_{Ed} = 10.40 \text{ T.m}$  (cf. Annexe K.2)

La section théorique pour les armatures longitudinales est 10.8 cm<sup>2</sup>, soit 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>, pour la face intérieure de la bande noyée BN1

Au niveau des appuis

- $M_{Ed} = 7.70 \text{ T.m}$  (cf. Annexe K.2)

La section théorique pour les armatures longitudinales est  $8.2 \text{ cm}^2$ , soit  $6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$ , pour la face extérieure de la bande noyée BN1

Le choix pour les bandes noyées BN1 sera  $2 \times 6\text{HA}16$  (par sécurité) pour les 2 faces extérieures et intérieures.

#### ➤ BN2

Dimensions de BN2 =  $60 \times 30 \text{ ht}$

Les charges linéaires agissantes sur les bandes noyées BN2 sont :

- $G = 10.09 \text{ T/ml}$
- $Q = 1.20 \text{ T/ml}$

Au niveau des travées

- $M_{Ed} = 9.06 \text{ T.m}$  (cf. Annexe K.3)

La section théorique pour les armatures longitudinales est  $9.6 \text{ cm}^2$ , soit  $6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$ , pour la face intérieure de la bande noyée BN2

Au niveau des appuis

- $M_{Ed} = 6.75 \text{ T.m}$

La section théorique pour les armatures longitudinales est  $7.1 \text{ cm}^2$ , soit  $6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$ , en face extérieure.

Le choix pour les bandes noyées BN2 sera  $2 \times 6\text{HA}16$  (par sécurité) pour les 2 faces extérieures et intérieures.

Transversalement, nous prévoyons des cadres et épingles espacés de 20cm (cf. Figure 60)

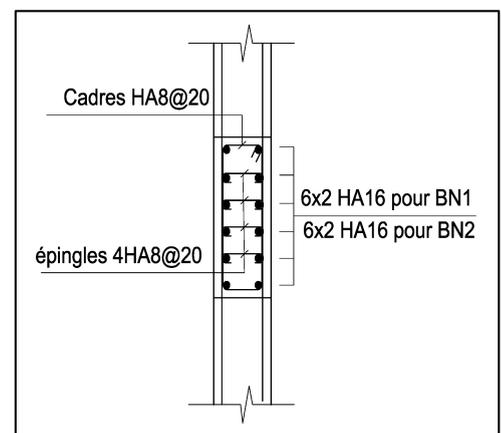


Figure 60 – VPP à proximité de mitoyen, armatures  
Bandes noyées à l'état provisoire

#### d) Calcul des semelles provisoires

La figure 59 montre que les réactions à L'ELU au niveau des butons est :

- $R1 = 47.50 \text{ T}$
- $R2 = 59.97 \text{ T}$
- $q_{ELS} = 0.6 \text{ MPa} \rightarrow q_{ELU} = 0.9 \text{ MPa}$

➤ Dimensionnement

Soit le buton de diamètre 20 cm

➤  $B^2 \geq P_u/q_{ELU} = 1.075/0.9 = 1.195 \rightarrow B = 1.093 \text{ m}$

Tout en respectant la condition de rigidité :

➤  $(B-b)/4 = (1.093 - 0.20)/4 = 0.223 \text{ m} \leq d \leq (B-b) = 0.995 \text{ m} \rightarrow$  prenons  $h = 0.30 \text{ m}$

En prenant en compte le poids propre de la semelle (longueur = 1.25 m, largeur = 125 m, hauteur = 0.30 m)  $\rightarrow P_{\text{semelle}} = 1.25 \times 1.25 \times 0.30 \times 2.5 = 1.45 \text{ T}$

$\rightarrow$  A l'ELU  $P_u = 1.075 + 1.35 \times 1.45 \times 10^{-2} = 1.095 \text{ MN}$

D'où  $B^2 \geq P_u/q_{ELU} = 1.095/0.9 = 1.216 \rightarrow B = 1.10 \text{ m}$

On conservera donc comme dimensions de la semelle 1.25 x 1.25 x 0.30ht

➤ Détermination des armatures

$\sigma_s = f_{yk}/\gamma_s = 500/1.15 = 434.78 \text{ MPa}$

$A_s = P_u (B-b)/8.d.\sigma_s = (1.095 \times (1.25 - 0.2)) / 8 \times 0.25 \times 434.78 = 13.22 \text{ cm}^2$

Soit 2 x 7 HA16 espacés de 0.19 m

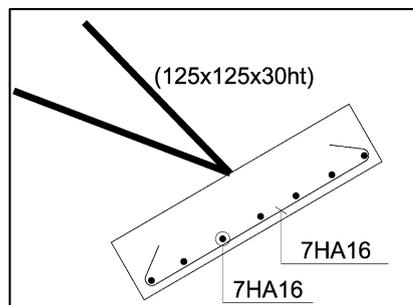


Figure 61 – VPP à proximité de mitoyen , armatures semelles provisoires

### 7.4.2 Etude du VPP à l'état final

a) Les charges agissantes sur le voile à l'état final sont

- Charges provenant du bâtiment mitoyen sur les VPP :
- Première file de la structure :
  - ➔ Charge horizontale sur la paroi :  $G_{1,ex} \times K_a = 11.40 \times 0.295 = 3.363 \text{ T/ml}$
  - ➔ Charge horizontale sur la paroi :  $Q_{1,ex} \times K_a = 1.80 \times 0.295 = 0.531 \text{ T/ml}$
- Deuxième file de la structure :
  - ➔ Charge horizontale sur la paroi :  $G_{2,ex} \times K_a = 17.22 \times 0.295 = 5.08 \text{ T/ml}$
  - ➔ Charge horizontale sur la paroi :  $Q_{2,ex} \times K_a = 3.0 \times 0.295 = 0.885 \text{ /ml}$
- La poussée de la terre :  $K_a \cdot \gamma \cdot H$   
 avec  $K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) = \text{tg}^2 (\pi/4 - 33/2) = 0.295$   
 ➔  $K_a \cdot \gamma \cdot H = 3.5 \text{ T/ml}$
- La poussée hydrostatique:  $\gamma_w \cdot h = 4.47 \text{ T/ml}$

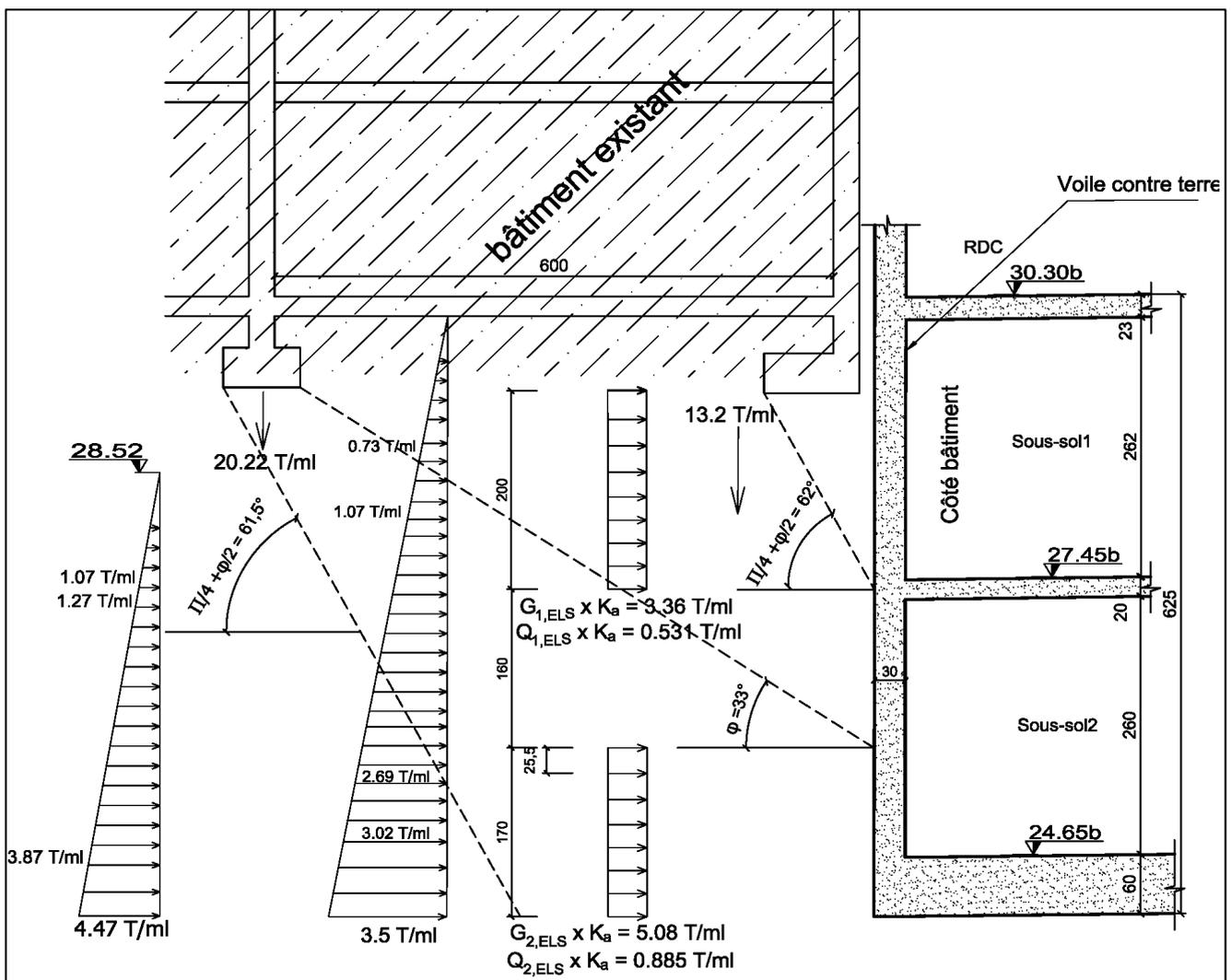


Figure 62 – Coupe sur voile contre terre à proximité du mitoyen, état final

### b) Calcul des armatures du VPP

Au niveau de la travée du Sous-sol2

- $M_{ELS} = 6.74 \text{ T.m}$  (cf. Annexe K4)

#### ➤ Vérification contrainte du béton tendu

- $f_{c28} = f_{ck} = 30 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 2.4 \text{ MPa}$

Calcul de la contrainte admissible béton :  $1.1 \times \theta \times f_{t28} = 1.1 \times 5/3 \times 2.4 = 4.40 \text{ MPa}$

avec  $I/V = (bh^3/12) / (bh/2) = bh^2/6$

Vérification en section homogénéisée :

- $\sigma_b = M_t / (I/V) = M_t / (bh^2/6) = 0.0674 \times 6 / (1 \times 0.3^2) = 4.49 > 4.40 \text{ MPa}$  **non vérifié**

h strictement nécessaire =  $\sqrt{M_t * \frac{6}{b \cdot \sigma_b}}$

$$\rightarrow h = \sqrt{0.0674 * \frac{6}{1 * 4.40}} = 0.303 = 30.3 \text{ cm}$$

Pour résoudre ce problème, soit nous élargissons le voile contre terre au niveau de sous-sol2 à 35 cm, soit nous le coulons en béton C35/45.

Le deuxième choix sera retenu ➔

$$f_{c28} = f_{ck} = 35 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 2.7 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte admissible béton :  $1.1 \times \theta \times f_{t28} = 1.1 \times 5/3 \times 2.7 = 4.95 \text{ MPa} > 4.49 \text{ MPa}$

➔ Condition vérifiée.

- Armatures min. selon DTU14.1

$A_{s \text{ min}} = 1\% \times 30 \times 100 = 3.0 \text{ cm}^2/\text{ml} < \text{ST40C} = 3.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (avec recouvrement dans le 2 sens) pour la face intérieure du voile.

#### Au niveau de la travée de sous-sol 2

La section théorique pour les armatures verticales est  $9.1 \text{ cm}^2$  (cf. Annexe K4), soit ST60 + ST40C.

➔ Armatures verticales face intérieure =  $6.36 + 3.85 = 10.21 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ cm}^2$

➔ Armatures horizontales face intérieure =  $3.85 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ cm}^2$

#### Au niveau de la travée de sous-sol 1

La section théorique pour les armatures verticales est  $3.0 \text{ cm}^2$  (cf. Annexe K4), soit ST40C.

➔ Armatures verticales face intérieure =  $3.85 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ cm}^2$

➔ Armatures horizontales face intérieure =  $3.85 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ cm}^2$

Au niveau de l'appui entre sous-sol 2 et sous-sol 1

La section théorique pour les armatures verticales est  $5.90 \text{ cm}^2$  (cf. Annexe K4), soit  $ST60 = 6.36 \text{ cm}^2$

Le choix d'armatures pour le voile contre terre pour les 2 faces extérieures et intérieures sera :

Au niveau de sous-sol2 (cf. Figure 63) :

- Face intérieure :  $ST60 + ST40C$
- Face extérieure :  $ST60$

Au niveau de sous-sol1 (cf. Figure 63) :

- Face intérieure :  $ST40C$
- Face extérieure :  $ST60$

Ce choix montre que la section d'aciers demandée à l'état final est plus défavorable que celle de l'état provisoire, donc ce choix sera conservé.

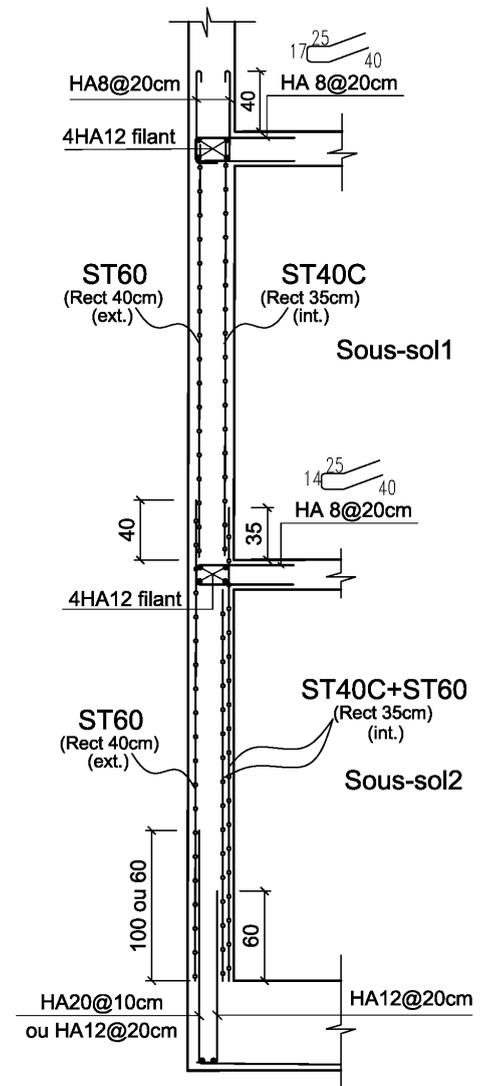


Figure 63 – VPP au droit du bâtiment existant, coupe type armatures

## CONCLUSION

En somme dans ce mémoire, nous voulions aborder deux sujets principaux dans l'étude de l'infrastructure d'un bâtiment en présence de risque d'éventuelle remontée d'eau souterraine qui sont le choix de systèmes de fondations et les voiles contre terre dans un environnement urbanisé.

Dans la première partie, après avoir défini les causes et les effets des crues, nous avons exposé les remèdes actifs et les remèdes passifs pour affronter ces effets à travers la mise en place d'un radier qui est étanche et lui peut résister aux effets de la poussée hydrostatique. Ainsi l'ajout des éléments stabilisateurs par ancrage ou lestage au niveau de ce radier.

Les difficultés rencontrées durant l'étude du radier vis-à-vis la poussée hydrostatique s'avèrent par :

- Le Choix des règles de calcul des structures en vigueur en France vis-à-vis le cuvelage par étanchéité d'imperméabilisation qui sont le DTU 14.1 et les Eurocodes
- Manuellement, c'était de valider la proposition du radier rigide.
- Par éléments finis, c'était au niveau de choix de l'appui à prévoir sous le radier afin d'illustrer le soulèvement du radier vis-à-vis la poussée d'Archimède.

Dans la seconde partie, afin de limiter l'emprise des fouilles, les écrans de soutènement sont indispensables dans le domaine du génie civil et du bâtiment. De ce fait, ce mémoire a voulu traiter le domaine des ouvrages de soutènement au travers de la norme NF P 94 282 qui régit leur dimensionnement en France.

Cette partie de ce mémoire est consacrée à une description et à une définition du domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènements les plus courants (parois berlinoises, parois parisiennes, parois moulées et les voiles par passes alternées). Ensuite, les étapes de calcul des voiles par passes alternées à proximité des mitoyens et en présence de nappe d'eau pour un chantier au droit de la seine.

Au niveau personnel, ce mémoire m'a permis d'élargir mes connaissances vis-à-vis le calcul des radiers manuellement et par éléments finis. Il m'a également permis d'apprendre deux nouveaux logiciels. Pour la modélisation par éléments finis et la réalisation de la descente de charges, Graitex Advance Design et Arche Ossature.

Ainsi que pour les voiles contre terre, il m'a autorisé d'acquérir des bases solides autour plusieurs types des écrans de soutènement soit au niveau de la méthodologie ou au niveau de calcul et de se rapprocher de la nouvelle norme en vigueur en France qui est la norme NF P 94 282.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1- ADETS, 2005. *Calcul et utilisation conformément aux règles BAEL 91 modifiées 99 et textes associés*, J. PERCHAT, Paris, 430 p.
- 2- C. BERFERON, H. DEHAYS, T. POINTET, 1983. *Remontées des nappes d'eau souterraine causes et effets*, bureau de recherches géologiques et minières, B.R.G.M., Orléans Cedex, 52 p.
- 3- EUROCODE 0, 2003. *Base de calcul des structures, norme NE EN 1990*, AFNOR, Saint-Denis, 72 p.
- 4- EUROCODE 2, 2005. *Calcul des structures en béton, norme NE EN 1992-1-1*, AFNOR, Saint-Denis, 207 p.
- 5- EUROCODE 7, 2005. *Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales, NF EN 1997-1*, AFNOR, Saint-Denis, 141 p.
- 6- FASCICULE 62 Titre V, 2012. *Règles techniques de conception et de calcul des fondations de des ouvrages de Génie Civil, document annexé à l'arrêté du 2012*, Paris, 182 p.
- 7- NORME FRANÇAISE P94-282, 2009. *Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Ecrans*, AFNOR, 184 p.
- 8- NORME FRANÇAISE DTU 13.12, 1988. *Règles pour le calcul des fondations superficielles, norme p 11-711*, AFNOR, 20 p.
- 9- NORME FRANÇAISE DTU 13.2, 1992. *Fondations profondes pour le bâtiment – partie 1, norme P 11-212*, AFNOR, 85 p.
- 10- NORME FRANÇAISE DTU 14.1, 2000, *Travaux de cuvelage – Partie 1, norme NF P11-221-1*, AFNOR, 66 p.
- 11- MICHEL DYSLI, 97. *Cycle postgrade : Géologie Appliquée à l'ingénierie et à l'Environnement, B2-2 : mécanique des sols. 3<sup>ème</sup> édition*, Lausanne, 64 p.

- 12-B.A.E.L. 91, révisées 99. *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé*, AFNOR, Paris, 151 p.
- 13-TERZAGHI K., PECK R.B., 1967. *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley & Sons, New York, Second edition, 729 p.
- 14-TIRANTS d'ANCRAGE T.A. 95, 1993. *Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle*, AFNOR, Paris, 150 p.

## Liste des figures

<i>Figure 1 – Rivière s'écoulant dans son lit mineur</i> .....	9
<i>Figure 2– Rivière s'écoulant dans son lit majeur</i> .....	10
<i>Figure 3 – Aperçu remontée de nappe</i> .....	10
<i>Figure 4: Modélisation des charges et réactions au niveau du radier</i> .....	24
<i>Figure 5 – Coupe présentant la réaction du sol sur un radier rigide</i> .....	25
<i>Figure 6 – Perspective du bâtiment</i> .....	36
<i>Figure 7 - Plan de situation</i> .....	37
<i>Figure 8– Vue 3D du bâtiment modélisé sur Arche Ossature</i> .....	42
<i>Figure 9– Vue en plan du radier et des éléments structuraux soulevés.</i> .....	51
<i>Figure 10 – Vue 3D du bâtiment modélisé sur Graitec Advance design.</i> .....	52
<i>Figure 11 - Vue en plan radier et paramètres de calcul sur Graitec Advance design</i> .....	53
<i>Figure 12- Aperçu de la partie soulevée de la structure sur Graitec Advance design</i> .....	54
<i>Figure 13- Modélisation radier sans poussée hydrostatique, Ferrailage inférieur suivant x</i> .....	55
<i>Figure 14- Modélisation radier sans poussée hydrostatique, Ferrailage inférieur suivant y</i> .....	55
<i>Figure 15- Modélisation radier sans poussée hydrostatique, Ferrailage supérieur suivant x</i> .....	56
<i>Figure 16- Modélisation radier sans poussée hydrostatique, Ferrailage supérieur suivant y</i> .....	56
<i>Figure 17- Modélisation radier avec poussée hydrostatique, Ferrailage inférieur suivant x</i> .....	58
<i>Figure 18- Modélisation radier avec poussée hydrostatique, Ferrailage inférieur suivant y</i> .....	58
<i>Figure 19 - Modélisation radier avec poussée hydrostatique, Ferrailage supérieur suivant x</i> .....	59
<i>Figure 20- Modélisation radier avec poussée hydrostatique, Ferrailage supérieur suivant y</i> .....	59
<i>Figure 21- Modelisation radier avec poussée hydrostatique, appuis ponctuels et charges ascendantes à compenser</i> .....	61
<i>Figure 22 – Aperçu facteurs de calcul de micropieu</i> .....	64
<i>Figure 23 – Aperçu barres suspendes « bateau » au droit de MP1</i> .....	67
<i>Figure 24 – Aperçu barres suspendes « bateau » au droit de MP2</i> .....	68
<i>Figure 25 – Vue en plan, implantation des micropieux</i> .....	68
<i>Figure 26 – Vue en plan radier, zone épaissie</i> .....	69
<i>Figure 27– Extrait vue en plan radier, BN P1 et PV1</i> .....	70
<i>Figure 28 – Elévation bande noyée BN1 indiquant les charges ascendantes</i> .....	70
<i>Figure 29 – Elévation Poutre-voile en console PV1 indiquant les charges ascendantes</i> .....	71
<i>Figure 30– Coupe sur des fondations voisines</i> .....	76
<i>Figure 31 – Coupe sur voile masque contre le batiment existant</i> .....	76
<i>Figure 32 – Aperçu coupe sur voiles contre terre, reprise en sous-œuvre</i> .....	77
<i>Figure 33– Phasage d'une mise en œuvre de paroi berlinoise</i> .....	77
<i>Figure 34 – Aperçu soutènement par paroi berlinoise</i> .....	78

<i>Figure 35– Phasage d'une mise en œuvre de paroi parisienne</i> .....	79
<i>Figure 36– Vue d'une fouille butonnée, Paroi Parisienne</i> .....	80
<i>Figure 37 – Phasage d'une mise en œuvre de paroi moulée</i> .....	81
<i>Figure 38 – Ecran de soutènement par paroi moulée tirantée</i> .....	83
<i>Figure 39– Aperçu des voiles contre terre en cours de réalisation « en quinconce », chantier MARCHE VICTOR HUGO, Aubervilliers (93 300)</i> .....	85
<i>Figure 40 – Aperçu, vue en plan repérage des butons et des semelles provisoires</i> .....	86
<i>Figure 41 – Coupe type voile contre terre réalisé par passes alternées à l'état provisoire</i> .....	87
<i>Figure 42 – Voile par passes alternées à l'état provisoire ,chantier MARCHE VICTOR HUGO, Aubervilliers (93 300)</i> .....	88
<i>Figure 43 – Coupe type, voile contre terre réalisé par passes alternées à l'état provisoire</i> .....	89
<i>Figure 44–Aperçu des réservations prévues dans dalle pour les butons,chantier MARCHE VICTOR HUGO, Aubervilliers (93 300)</i> .....	90
<i>Figure 45 – Sollicitations agissantes sur les semelles des VPP</i> .....	91
<i>Figure 46 – Plan masse du nouveau bâtiment à proximité des mitoyens et des routes</i> .....	92
<i>Figure 47 – Voile contre terre, coupe type</i> .....	93
<i>Figure 48 – Coupe sur VPP, état provisoire</i> .....	95
<i>Figure 49 – Plan de repérage des semelles provisoires</i> .....	97
<i>Figure 50 – Elévation voile contre terre, impact des bandes noyées, corbeaux et butons</i> .....	97
<i>Figure 51 – Aperçu renforts Bandes noyées</i> .....	99
<i>Figure 52 – Armatures semelles provisoires</i> .....	99
<i>Figure 53 – Coupe sur voile contre terre, état final</i> .....	100
<i>Figure 54 – Notation Eurocode pour les voiles non armé</i> .....	103
<i>Figure 55 – Voile par passes alternées, coupe - armatures</i> .....	104
<i>Figure 56 – Charge uniforme appliquée à partir d'une distance « d »</i> .....	106
<i>Figure 57 – Charge uniforme appliquée sur une bande contiguë à l'écran</i> .....	106
<i>Figure 58 – Charge uniforme appliquée sur une bande contiguë à l'écran</i> .....	107
<i>Figure 59 – Coupe sur VPP à proximité de mitoyen, état provisoire</i> .....	108
<i>Figure 60 – VPP à proximité de mitoyen, armatures</i> .....	110
<i>Figure 61 – VPP à proximité de mitoyen , armatures semelles provisoires</i> .....	111
<i>Figure 62 – Coupe sur voile contre terre à proximité du mitoyen, état final</i> .....	112
<i>Figure 63 – VPP au droit du bâtiment existant, coupe type armatures</i> .....	114

## Liste des tableaux

<i>Tab. I– Niveaux des eaux souterraines suivant le DTU 14.1 .....</i>	15
<i>Tab. II– Combinaisons d'actions fondamentales suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes) .....</i>	16
<i>Tab. III – Combinaisons d'actions accidentelles suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes) .....</i>	16
<i>Tab. IV– Combinaisons d'actions fondamentales suivant l'Eurocode 0 (STR/GEO) (Ensemble B) ..</i>	16
<i>Tab. V– Combinaisons d'actions en ELS d'ouverture de fissures suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes) .....</i>	17
<i>Tab. VI – Pondérations d'actions en ELS d'équilibre statique suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes) .....</i>	18
<i>Tab. VII – Action des eaux souterraines avec le niveau EH.....</i>	18
<i>Tab. VIII - Action des eaux souterraines avec le niveau EE.....</i>	18
<i>Tab. IX - Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C35/45 .....</i>	20
<i>Tab. X – Valeurs recommandées de <math>W_{max}</math> (EC2 – tab 7.1N) .....</i>	21
<i>Tab. XI – diamètre maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration (EC2 – tab 7.2N) .....</i>	21
<i>Tab. XII – Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration (EC2 – tab 7.3N) .....</i>	21
<i>Tab. XIII – Charges d'exploitation.....</i>	40
<i>Tab. XIV– Comparaison des descentes de charges .....</i>	43
<i>Tab. XV– Résultat des essais pressiométriques .....</i>	43
<i>Tab. XVI – Caractéristiques des micropieux .....</i>	66
<i>Tab. XVII– tableau de comparaison entre butonnage et tirantage .....</i>	84
<i>Tab. XVIII– Tableau de comparaison - Parois de soutènement .....</i>	93

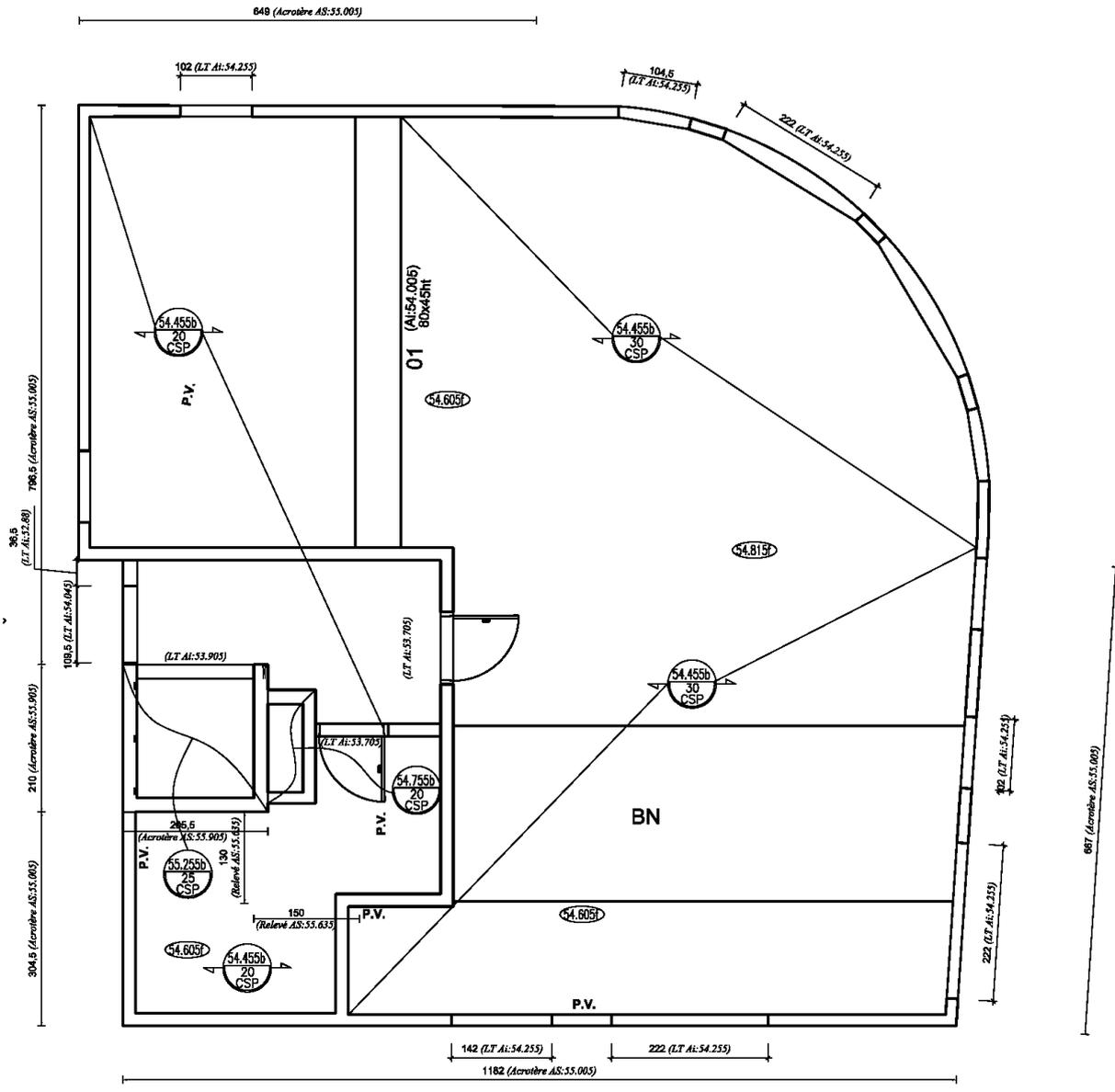
## Liste des Annexes

Annexes A- Plans des différents niveaux et tableaux des charges retenues .....	124
Annexe B- Bilan des charges appliquées sur les fondations.....	131
Annexe C: fichier calcul Excel – vérification radier poinçonnement .....	133
Annexe D: Etude radier nervuré vis-à-vis la poussée hydrostatique.....	134
Annexe E: fichier Excel – calcul de l'ouverture des fissures.....	137
Annexe F: Modélisation radier avec la poussée hydrostatique – exploitations des résultats de calcul .....	138
Annexe G: Fiche technique des barres GEWI pour micropieu.....	140
Annexe H: Stabiliser la structure, Bande noyée BN P1 – exploitations des résultats de calcul.....	141
Annexe I: Stabiliser la structure, Poutre-Voiles PV1 – exploitations des résultats de calcul.....	142
Annexe J: Etude Voiles contre terre VPP à proximité des rues – à l'état provisoire et final.....	143
Annexe K: Etude Voiles contre terre VPP à proximité du mitoyen – à l'état provisoire et final.....	146

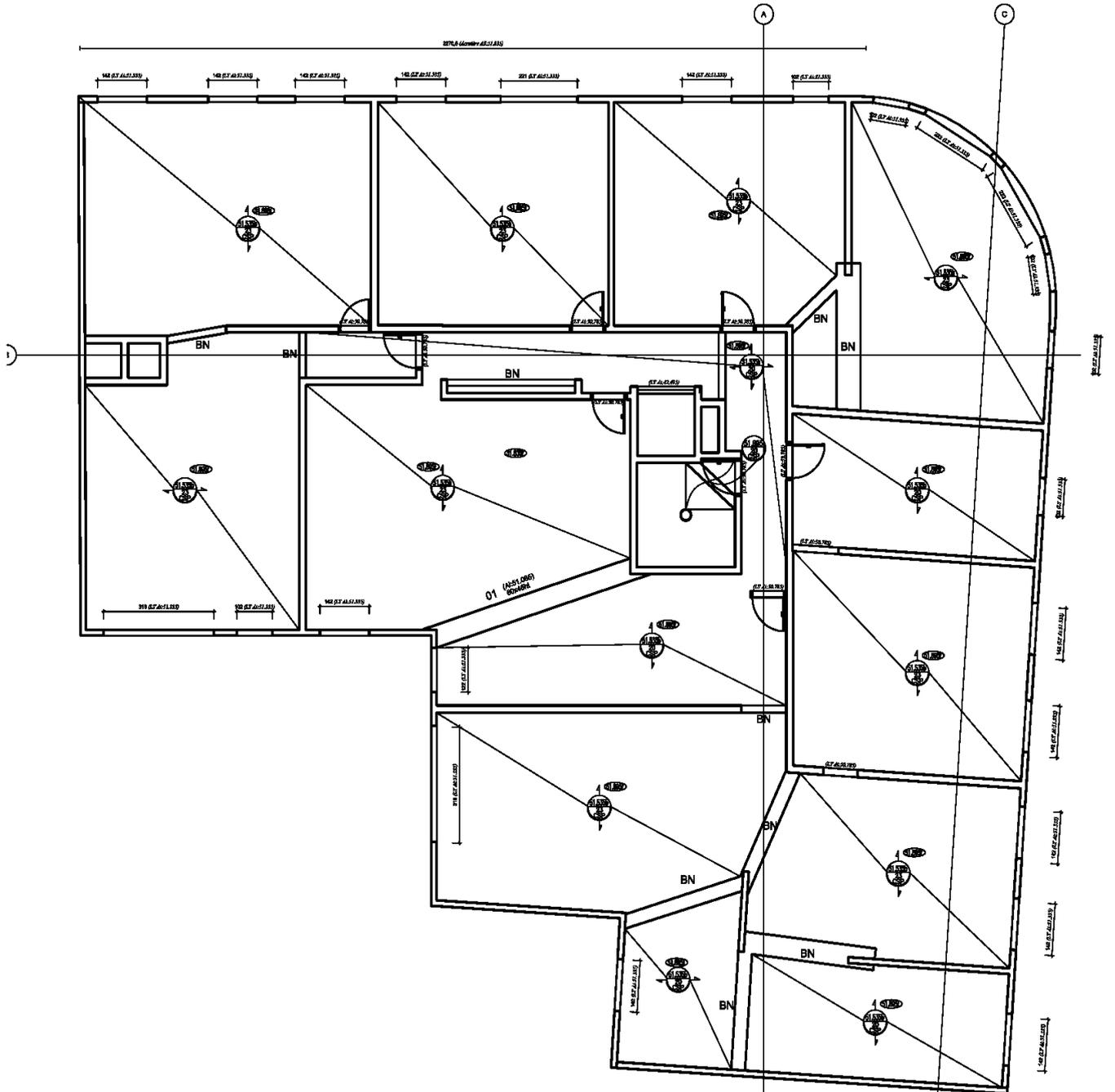
# ANNEXES

**Annexes A- Plans des différents niveaux et tableaux des charges retenues**

Annexe A1 : Plan Coffrage PH R+7

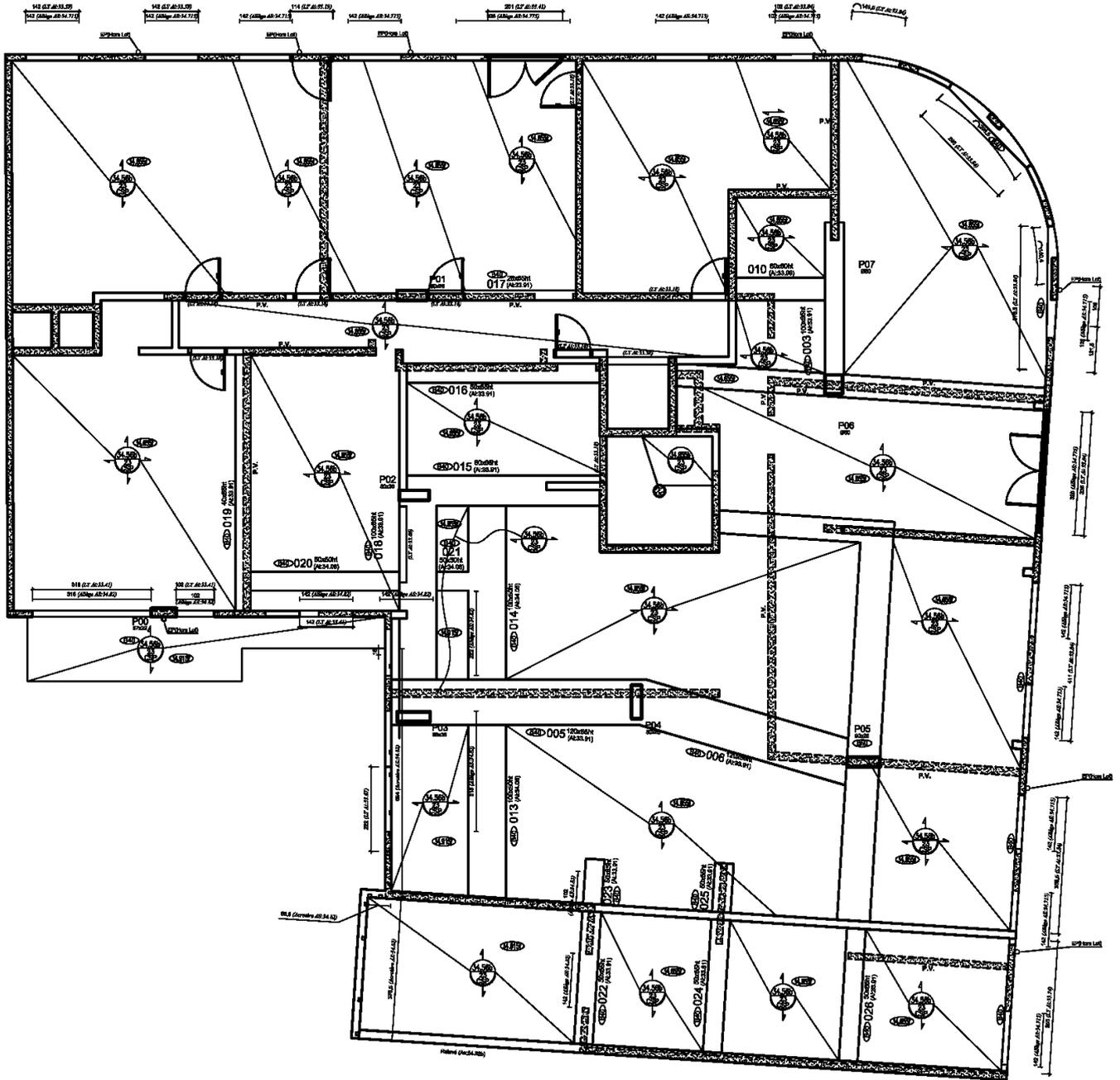


Annexe A2 : Plan Coffrage PH R+6



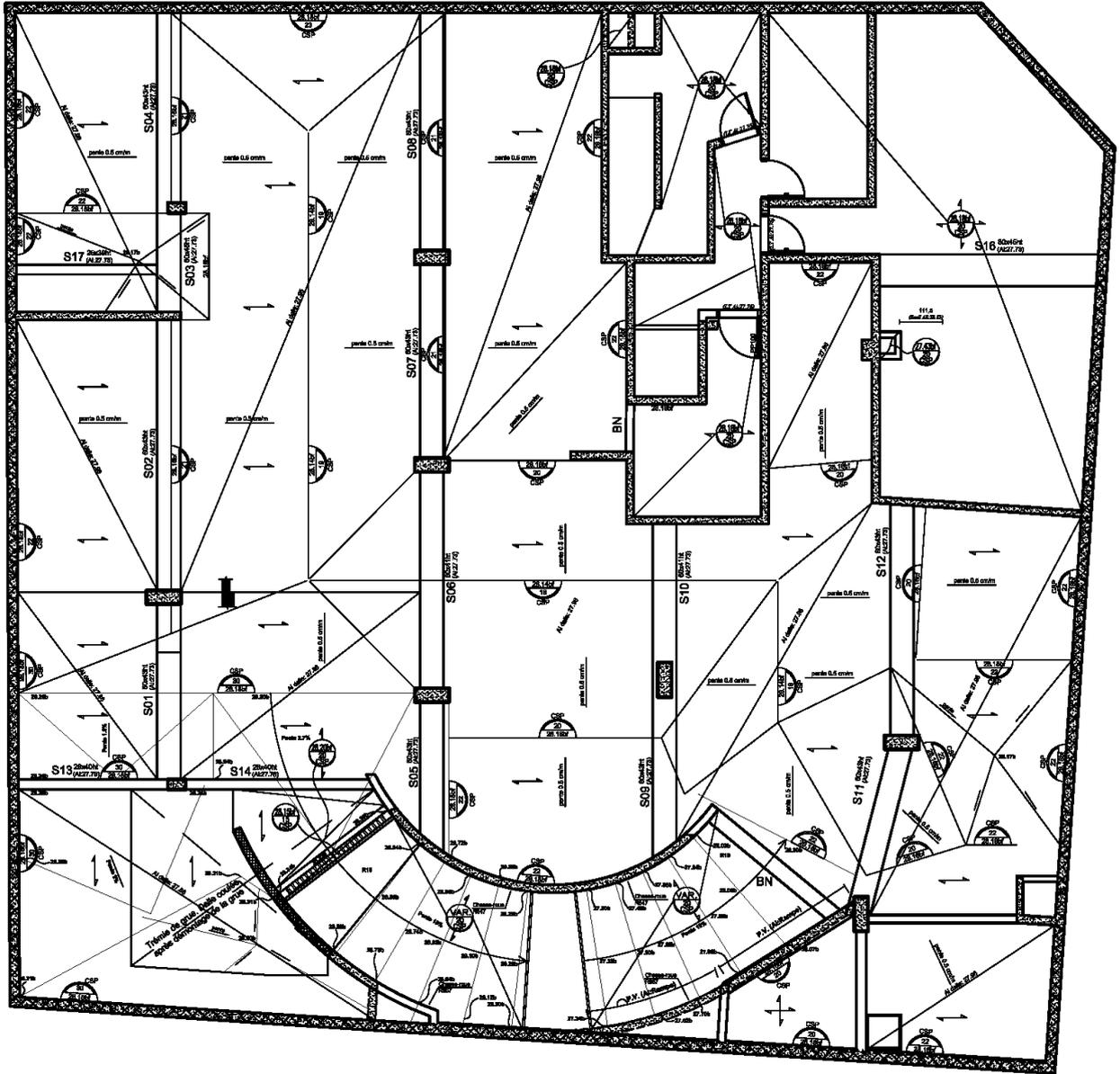


Annexe A4 : Plan Coffrage PH RC

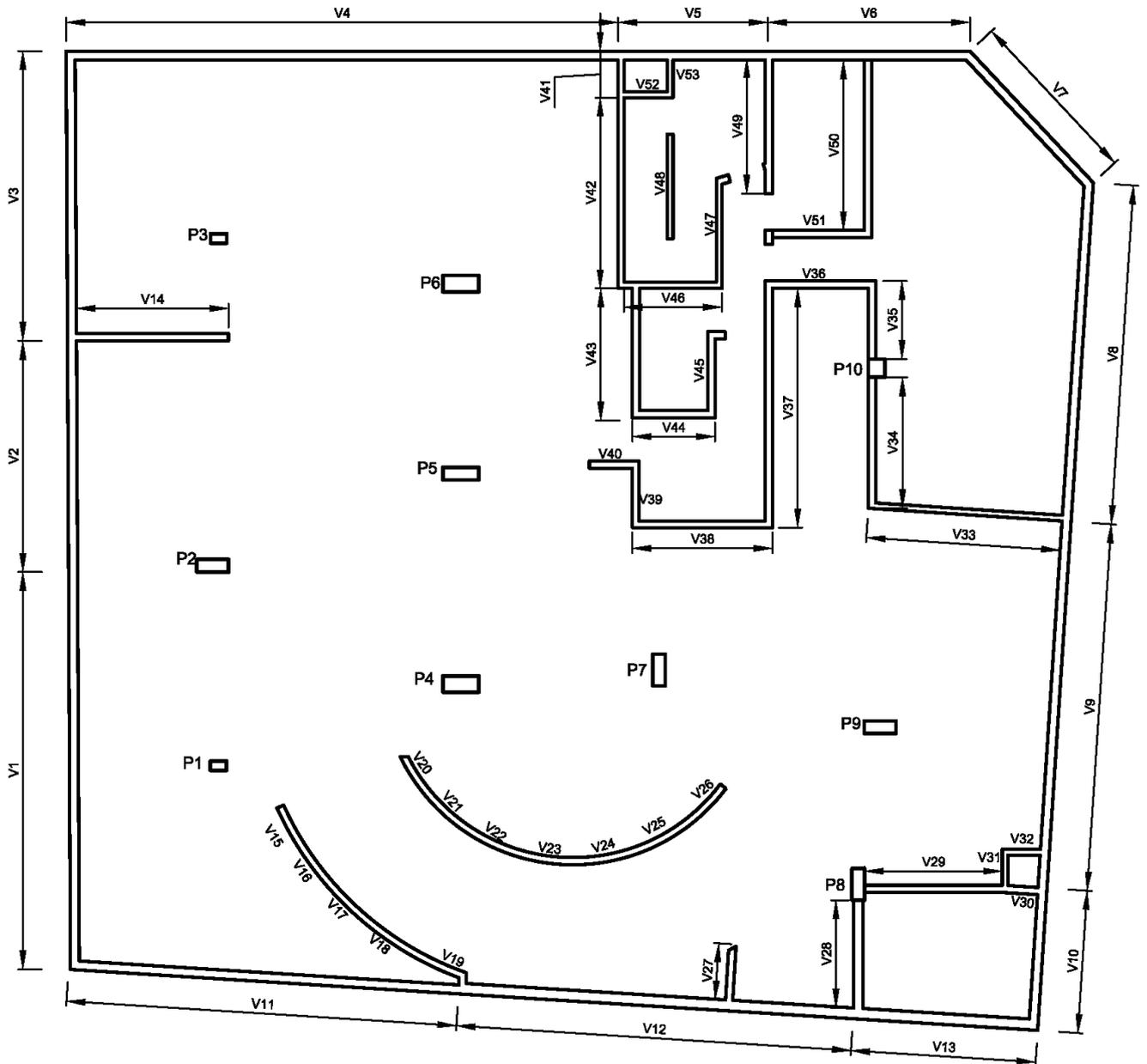




Annexe A6 : Plan Coffrage PH SS2



Annexe A7 : Plan de nomenclature des éléments verticaux porteurs



## **Annexe B- Bilan des charges appliquées sur les fondations**

### Annexe B1 : Poteaux - Bilan de la descente de charges retenues

Poteaux	Poids Propre (T)	Charges permanentes (T)	Charges d'exploitaion (T)	Combinaison ELS (T)	Combinaison ELU (T)
P1	42.70	36.20	20.90	99.80	137.87
P2	167.70	29.20	41.00	237.90	327.32
P3	88.50	13.30	18.80	120.60	165.63
P4	222.00	69.00	64.50	355.50	489.60
P5	159.60	45.90	40.80	246.30	338.63
P6	279.30	52.50	56.60	388.40	532.83
P7	193.40	33.70	53.00	280.10	386.09
P8	150.00	25.10	34.20	209.30	287.69
P9	207.20	39.50	49.40	296.10	407.15
P10	155.10	23.80	24.10	203.00	277.67
Totaux	1665.50 T	368.20 T	403.30 T	2437.00 T	3350.45 T

## Annexe B2 : Voiles - Bilan de la descente de charges retenues

Voiles	Longueur (m)	Poids Propre (T/ml)	Charges permanentes (T/ml)	Charges d'exploitaion (T/ml)	Combinaison ELS (T)	Combinaison ELU (T)
V1	10.79	6.50	2.80	1.60	117.61	161.36
V2	6.40	22.30	2.80	3.40	182.40	249.50
V3	8.02	23.00	1.90	2.30	218.14	297.26
V4	15.05	25.00	3.90	4.60	504.18	691.02
V5	4.14	30.00	6.80	5.30	174.29	238.59
V6	5.60	28.60	6.00	5.40	224.00	306.94
V7	5.00	17.90	3.30	4.70	129.50	178.35
V8	9.14	28.50	4.60	6.30	360.12	494.79
V9	10.35	19.70	2.50	3.70	268.07	367.63
V10	3.95	5.10	0.10	0.90	24.10	33.06
V11	10.55	6.50	0.60	0.90	84.40	115.36
V12	10.96	16.80	2.50	1.90	232.35	316.80
V13	4.65	26.50	2.70	3.00	149.73	204.23
V14	4.20	66.30	9.20	11.40	364.98	499.91
V15	1.20	2.00	0.10	0.40	3.00	4.12
V16	1.20	3.90	0.10	0.60	5.52	7.56
V17	1.20	4.00	0.10	0.60	5.64	7.72
V18	1.20	34.10	3.50	8.10	54.84	75.49
V19	1.30	5.00	0.10	1.20	8.19	11.29
V20	1.70	45.50	7.60	13.00	112.37	155.01
V21	1.70	31.60	4.60	9.70	78.03	107.81
V22	1.70	20.40	3.00	4.70	47.77	65.69
V23	1.70	103.20	17.50	21.70	242.08	332.34
V24	1.70	40.10	6.40	8.00	92.65	127.12
V25	1.70	8.80	0.80	4.10	23.29	32.49
V26	1.70	9.70	2.90	2.40	25.50	35.04
V27	1.50	12.20	0.10	3.20	23.25	32.11
V28	2.98	3.50	0.10	0.90	13.41	18.51
V29	3.97	1.40	0.20	0.10	6.75	9.17
V30	0.85	78.60	10.40	6.00	80.75	109.78
V31	1.00	18.40	2.50	3.00	23.90	32.72
V32	0.85	1.10	0.10	0.80	1.70	2.40
V33	5.20	40.20	13.50	8.70	324.48	444.83
V34	3.63	7.40	1.10	4.10	45.74	63.98
V35	1.96	9.50	1.40	5.00	31.16	43.54
V36	3.05	6.20	0.70	1.30	25.01	34.36
V37	6.63	18.60	4.60	3.10	174.37	238.48
V38	3.50	53.90	8.10	11.60	257.60	353.85
V39	1.66	24.10	3.80	4.40	53.62	73.48
V40	1.20	8.60	0.70	2.10	13.68	18.85
V41	1.05	25.80	2.30	3.20	32.87	44.87
V42	5.28	24.20	2.70	3.80	162.10	221.84
V43	3.53	23.60	6.20	4.30	120.37	164.78
V44	1.89	30.80	7.00	4.60	80.14	109.49
V45	2.20	48.70	10.10	6.40	143.44	195.76
V46	2.56	42.30	7.00	8.70	148.48	203.79
V47	3.00	8.20	1.20	1.80	33.60	46.17
V48	2.90	2.20	0.00	0.00	6.38	8.61
V49	3.75	12.70	1.90	2.30	63.38	86.85
V50	1.60	106.20	16.20	21.40	230.08	315.74
V51	2.75	5.30	0.70	2.10	22.28	30.94
V52	1.20	2.70	0.10	0.30	3.72	5.08
V53	1.00	3.80	0.50	0.30	4.60	6.26
Totaux	197.49 T	1251.20 T	199.60 T	243.40 T	5859.58 T	8032.71 T

# Annexe C: fichier calcul Excel – vérification radier poinçonnement

### Vérification du poinçonnement radier EC2

Poteau		Béton	hauteur radier	Ch. per.	Ch.exp.	$V_{Ed}$
a(m)	b(m)	fck (Mpa)	h(m)	G(MN)	Q(MN)	(MN)
1	0.5	35	0.6	3.318	0.566	5.3283

CRd,c	$\gamma_c$	K	$A_x$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_y$ (cm <sup>2</sup> /m)	$f_{ck}$	$\rho$	$v_{min}$
0.12	1.5	1.60858	5	5	35	0.00012556	0.42244125

$V_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c}, K(100 \rho f_{ck})^{1/3}, v_{min}\} 2 \alpha / x$

$V_{Ed} = \beta V_{Ed} / u d$

Si  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  => sans armatures de poinçonnement

Si  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  => avec armatures de poinçonnement  
augmenter armatures long.  
augmenter épaisseur dalle

$V_{Ed,agissant}$	$\phi_u$	$V_{Rd,c}$	VEGSVRd,c	ASW/Sr	Sr (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
2.293	0.900	4.224	ok	0.00	10	0.00
1.770	0.900	2.112	ok	0.00	10	0.00
1.363	0.900	1.408	ok	0.00	10	0.00
1.032	0.900	1.056	ok	0.00	10	0.00
0.752	0.900	0.845	ok	0.00	10	0.00
0.509	0.900	0.704	ok	0.00	10	0.00
0.292	0.900	0.603	ok	0.00	10	0.00
0.096	0.900	0.528	ok	0.00	10	0.00
-0.085	0.900	0.469	ok	0.00	10	0.00
-0.253	0.900	0.422	ok	0.00	10	0.00

Calcul des armatures de non-poinçonnement

$Asw/Sr \geq (V_{Ed,agissant} - 0.75 V_{Rd,c}) * u / (1.5 \sin \alpha f_{yk})$

$V_{Ed,agissant}$	$V_{Rd,c}$	U	$\alpha$	$\sin \alpha$	$f_{yk}$	$f_{yd}$
Ok	0.422	9.782	90	1	500	434.78

Asw : Aire d'un cours d'armatures sur un périmètre de poteau  
 Sr : espacement radial des cours d'armatures  
 dernier cours d'armatures doit être placé a une distance du périmètre  $U_{out,ef}$  inférieure à  $k*d$ , avec  $K = 1.5$

Vérification au nu du poteau

il faut que :  $V_{Ed0} = \beta V_{Ed} / u_0$ ,  $d < V_{Rd,max} = 0.5 v_{f,ed} = 0.3 (1 - f_{ck} / 250) f_{cd}$

Position du poteau		Contour de ref. (u)	Section S
1	$u_j = a + 3d$ si $a \geq 2b$	3.678	0.861
2	$u_j = 3d$ si $a \leq b$	4.356	1.294
3	$u_j = 2(a+b)$ si poteau intérieur	5.035	1.802
		5.713	2.382
		6.391	3.036
		7.069	3.762
		7.748	4.563
		8.426	5.436
		9.104	6.383
		9.782	7.402

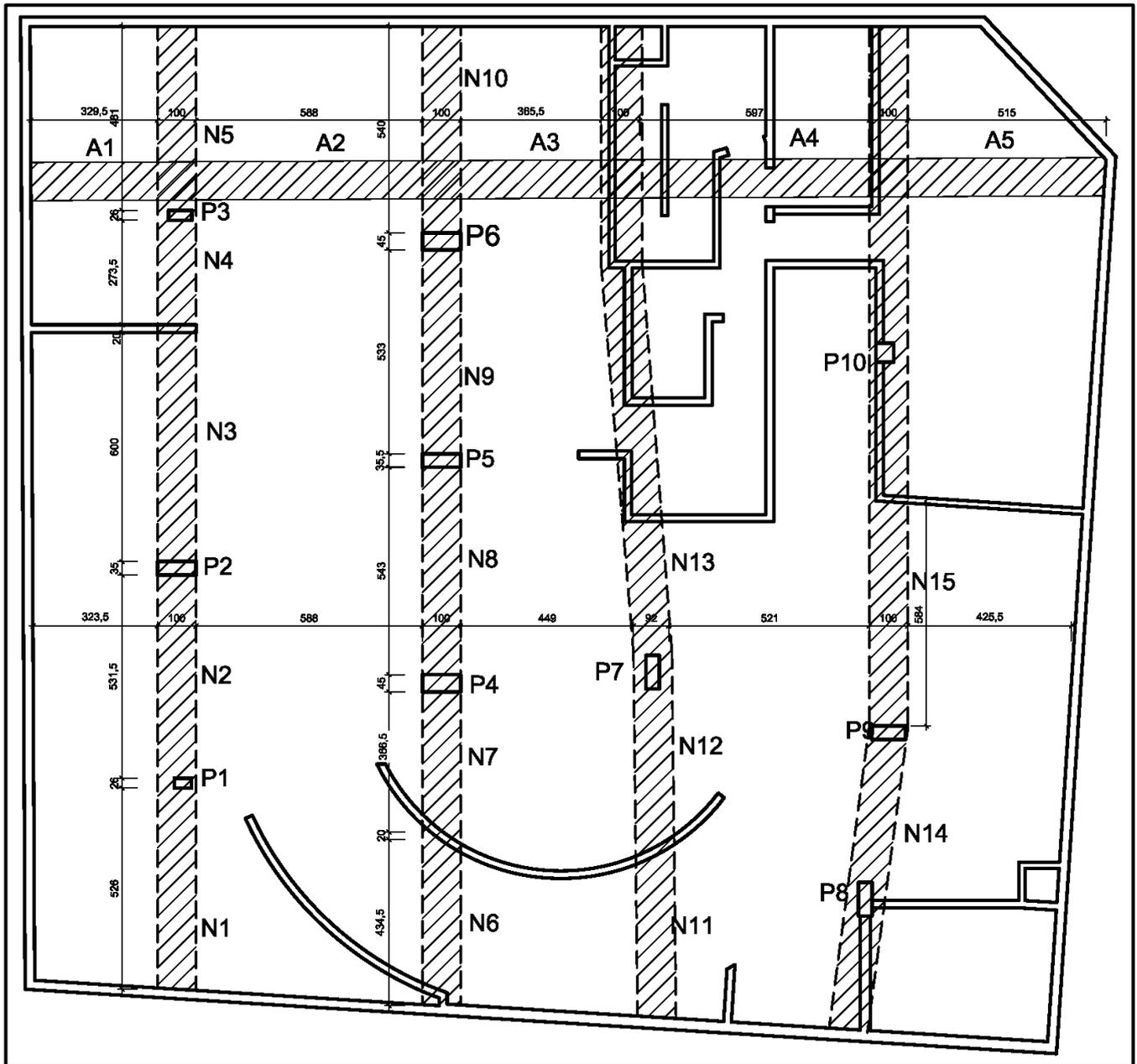
  

position	$u_0$	$f_{ed}$	$V_{Ed0}$	$V_{Rd,c}$
3	3	23.33	1.776	6.02

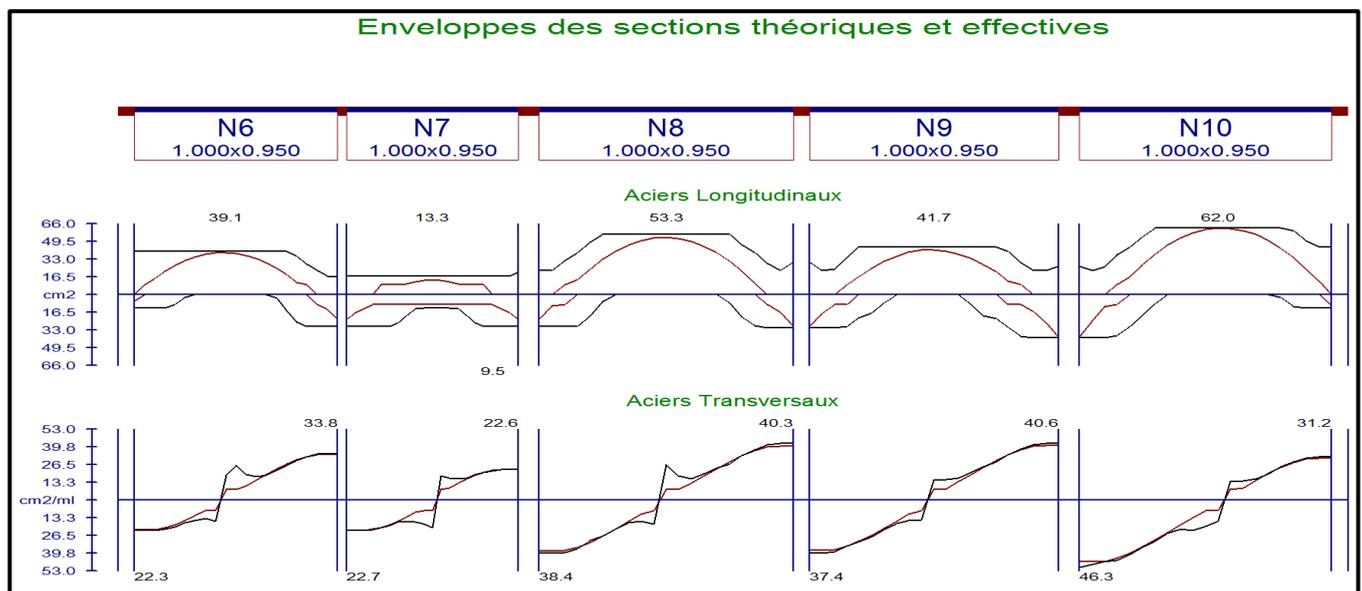
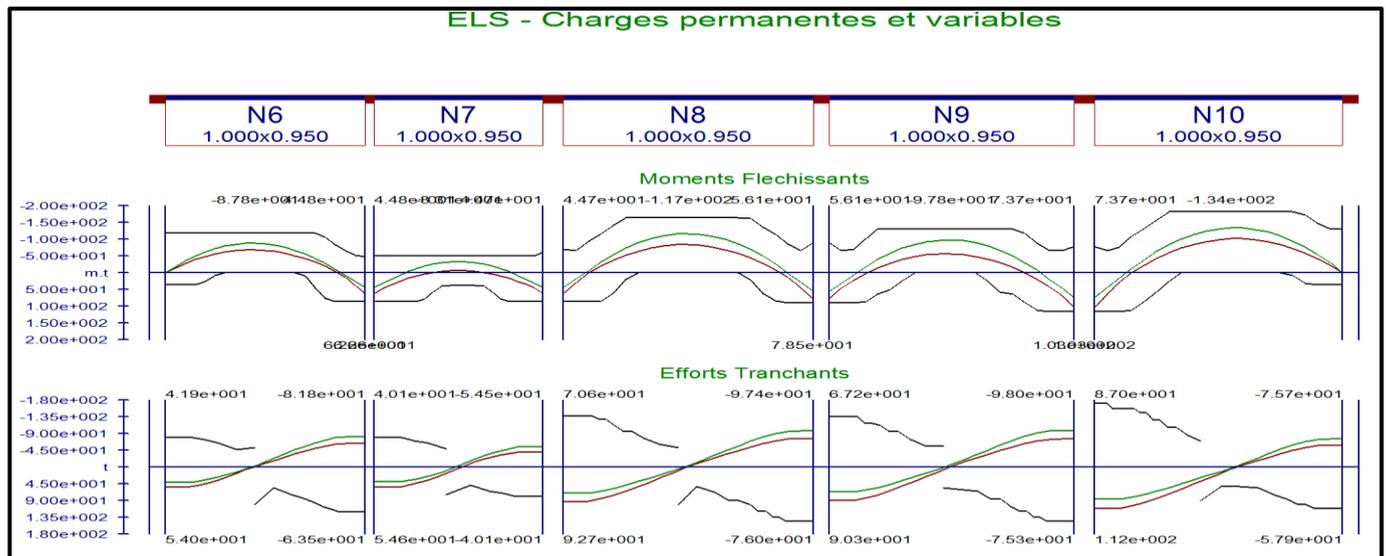
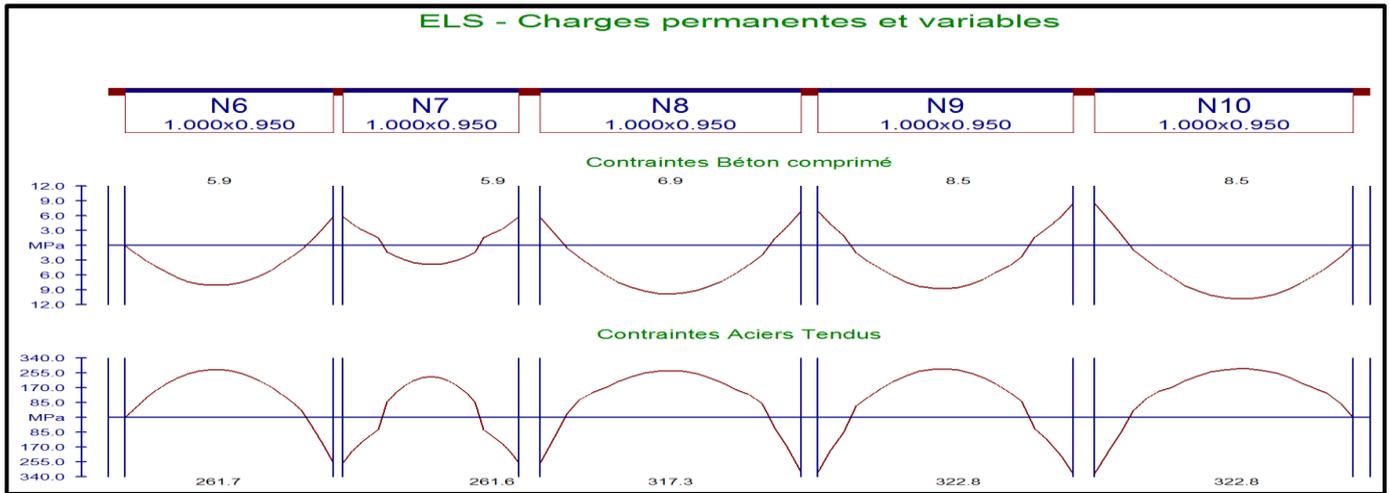
Vérfié

## Annexe D: Etude radier nervuré vis-à-vis la poussée hydrostatique

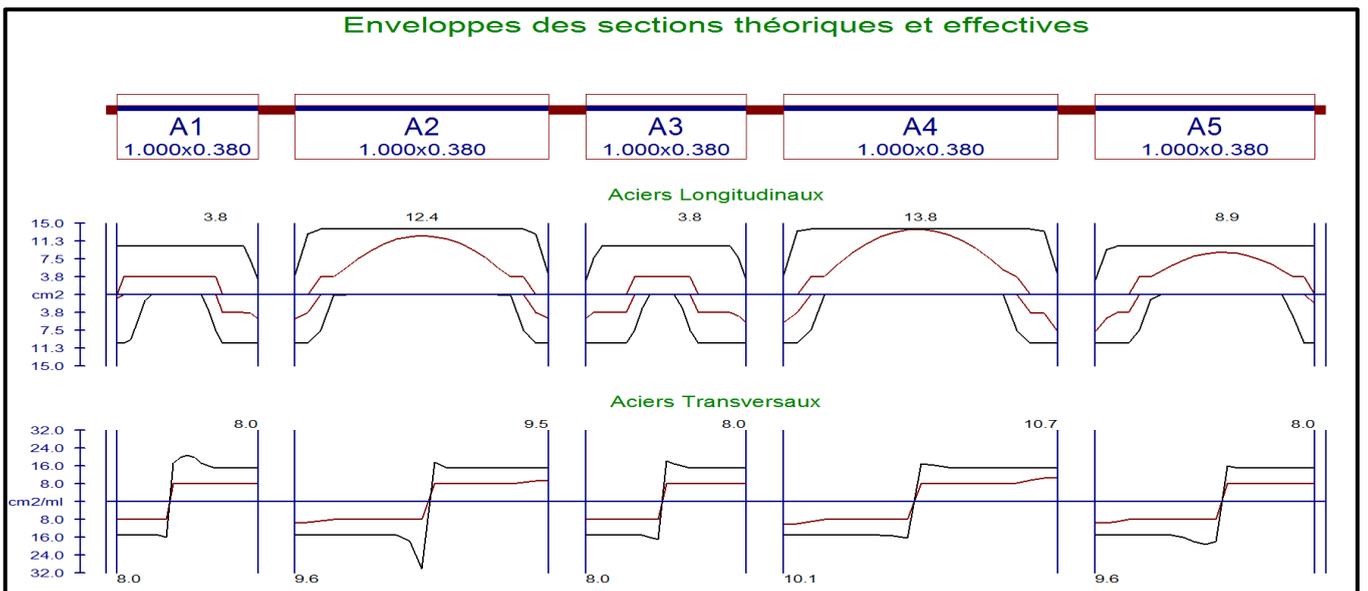
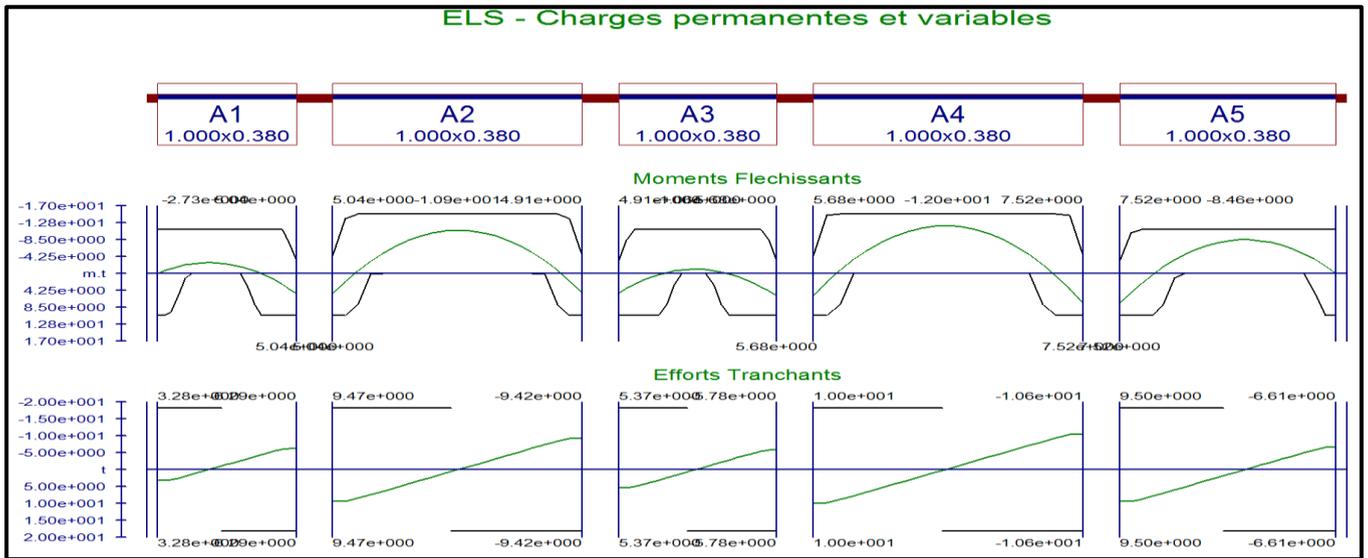
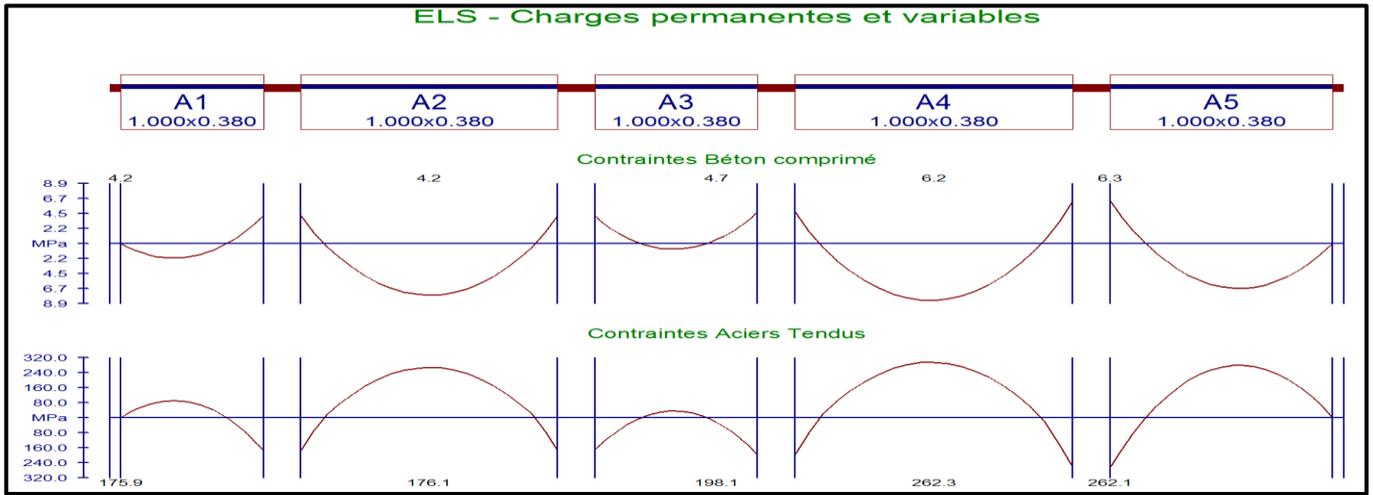
Annexe D1 : Vue en plan Radier – nervures et dalles



Annexe D2 : Exploitations des résultats de calcul des nervures



Annexe D3 : Exploitations des résultats de calcul des dalles



## Annexe E: fichier Excel – calcul de l'ouverture des fissures

EC2 - Calcul de l'ouverture des fissures	
Classe d'expos.	XD1
h (m)	0.95
b <sub>w</sub> (m)	1
d <sub>ext</sub> (m)	0.87
d (m)	0.87
f <sub>yk</sub> (Mpa)	35
F <sub>sm</sub> (Mpa)	43
F <sub>yk,eff</sub> (Mpa)	3.21
F <sub>yk</sub> (Mpa)	500
A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	62
α <sub>s</sub>	15
x (m)	0.3199
I (m <sup>4</sup> )	0.03906
σ <sub>rs</sub> (Mpa)	230.6400
P <sub>z,eff</sub>	0.031
A <sub>z,eff</sub>	0.200
E <sub>s</sub> (Mpa)	200000
E <sub>cm</sub> (Mpa)	34077.15
α <sub>e</sub>	5.87
K <sub>t</sub>	0.4
ε <sub>sm</sub> ·ε <sub>cm</sub>	0.00091
Enrobage c (mm)	40
K1	0.8
K2	0.5
K3	2.49
φ <sub>sp</sub>	14.90909091
S <sub>r,max</sub> (mm)	181.176
W <sub>k</sub>	0.16458528
W <sub>max</sub>	0.2
W <sub>k</sub> < W <sub>max</sub>	vérifié

Les moments (KN.m)	
Usage	1
MG	986
MQ	352
M(ELS)	1338
M(ELS_QP)	1091.6
M(ELS_Car)	1338
M(ELS_Frequent)	1162
M(ELU)	1859.1

1	
Habitations et bureaux	
ψ0	0.7
ψ1	0.5
ψ2	0.3

2	
Lieux de réunion et Commerces	
ψ0	0.7
ψ1	0.7
ψ2	0.6

3	
Stockage	
ψ0	1
ψ1	0.9
ψ2	0.8

Equation de l'axe neutre sans acier comprimé

$$x = (-\alpha_e(As_t) + \sqrt{(\alpha_e(As_t))^2 - 2 \cdot bw \cdot \alpha_e \cdot d \cdot Ast}) / b_w$$

Calcul ε<sub>sm</sub>·ε<sub>cm</sub>

$$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm} = (\sigma_s - kt \cdot (f_{cr,eff}) / (p_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot p_{p,eff})) \cdot E_s \geq 0.6 \alpha_e E_s$$

Armatures de la section calculée		
lits	nblit	diamètre
1 <sup>er</sup> lit	11	16
2 <sup>ème</sup> lit	11	16
3 <sup>ème</sup> lit	11	12
4 <sup>ème</sup> lit	0	0

W<sub>k</sub> = S<sub>r,max</sub>(ε<sub>sm</sub>·ε<sub>cm</sub>) < W<sub>max</sub>

ε<sub>sm</sub>: espacement maximal des fissures

ε<sub>cm</sub>: déformation moyenne de l'armature de béton armé

ε<sub>cm</sub>: déformation moyenne du béton entre les fissures

Valeurs recommandées de W <sub>max</sub>		
classe d'exposition	béton armé	béton précontraint
	Comb quasi-permanente	Comb. Fréquent
X0, XC1	0.4	0.2
XC2, XC3, XC4	0.3	0.2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XD'	0.2	Décompression

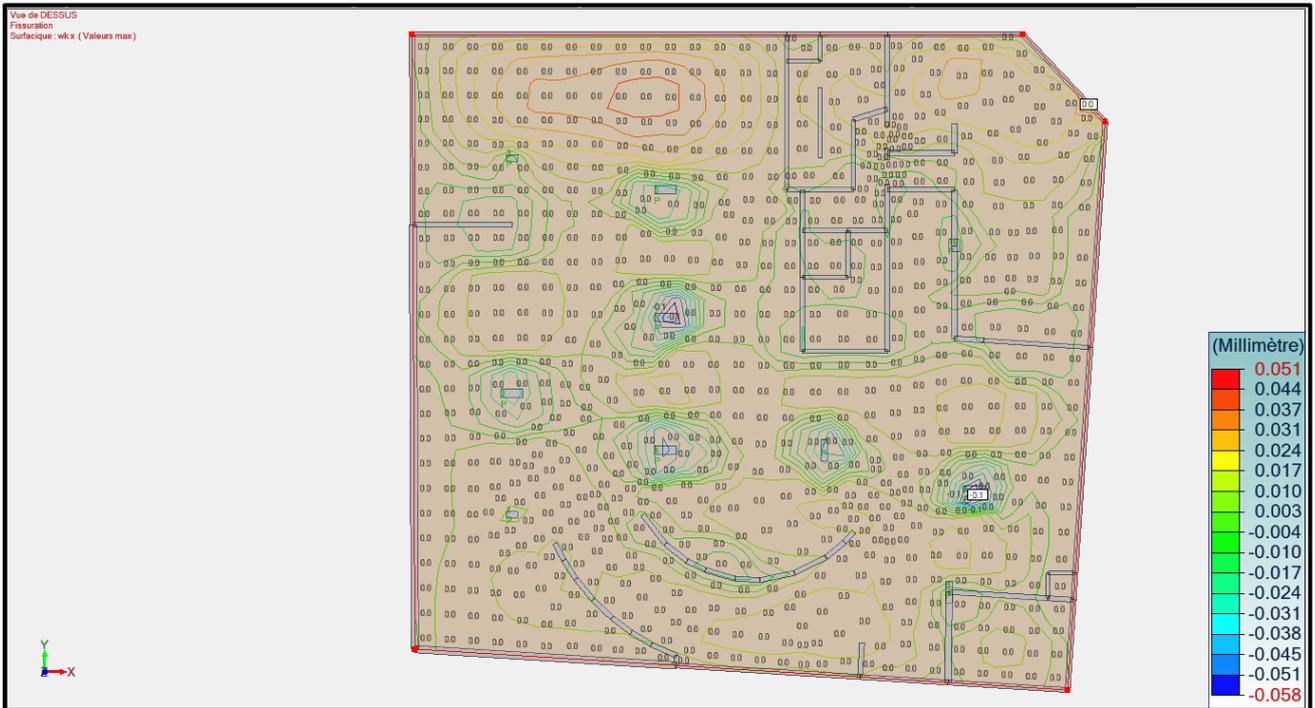
  

Sr,max = k3·c + (0.425·k1·k2·φ) / (p<sub>p,eff</sub>)

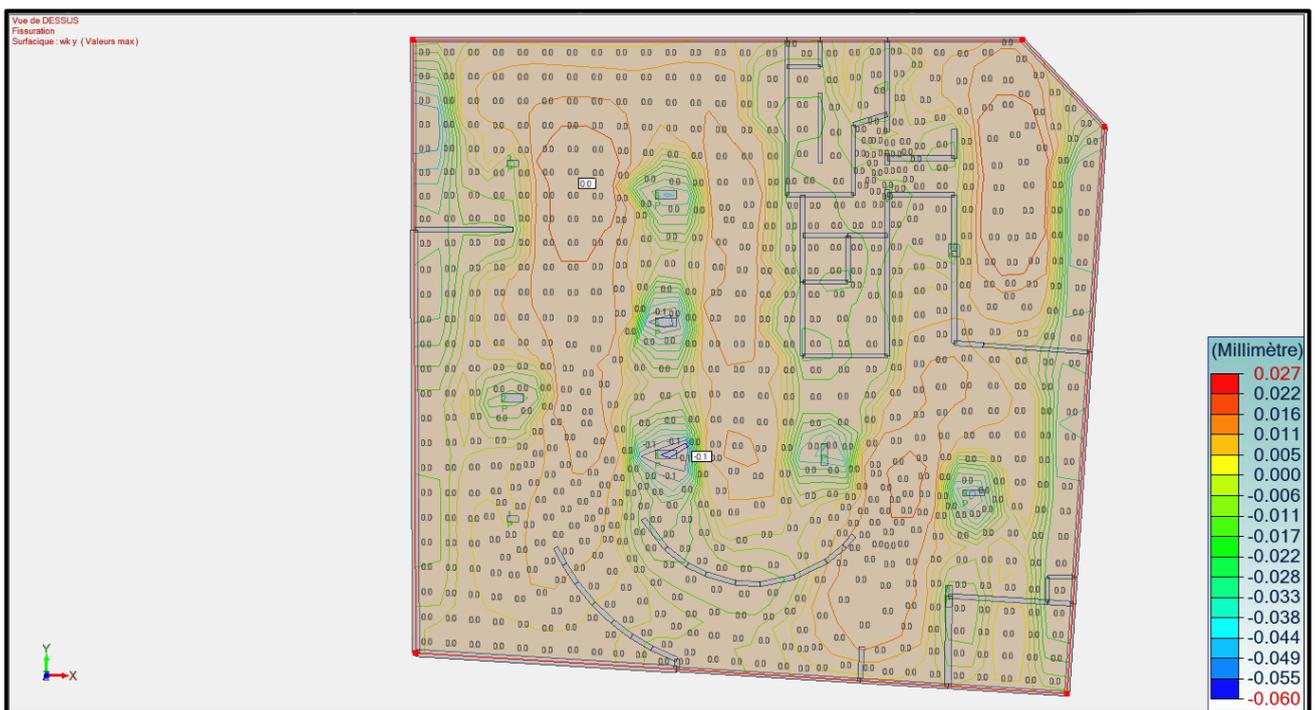
## Annexe F: Modélisation radier avec la poussée hydrostatique – exploitations des résultats de calcul

Annexe F1 : Graitec Advance Design - Valeurs ouvertures de fissures  $W_k$

Valeurs ouvertures de fissures de fissures  $W_{kx}$ , Suivant x

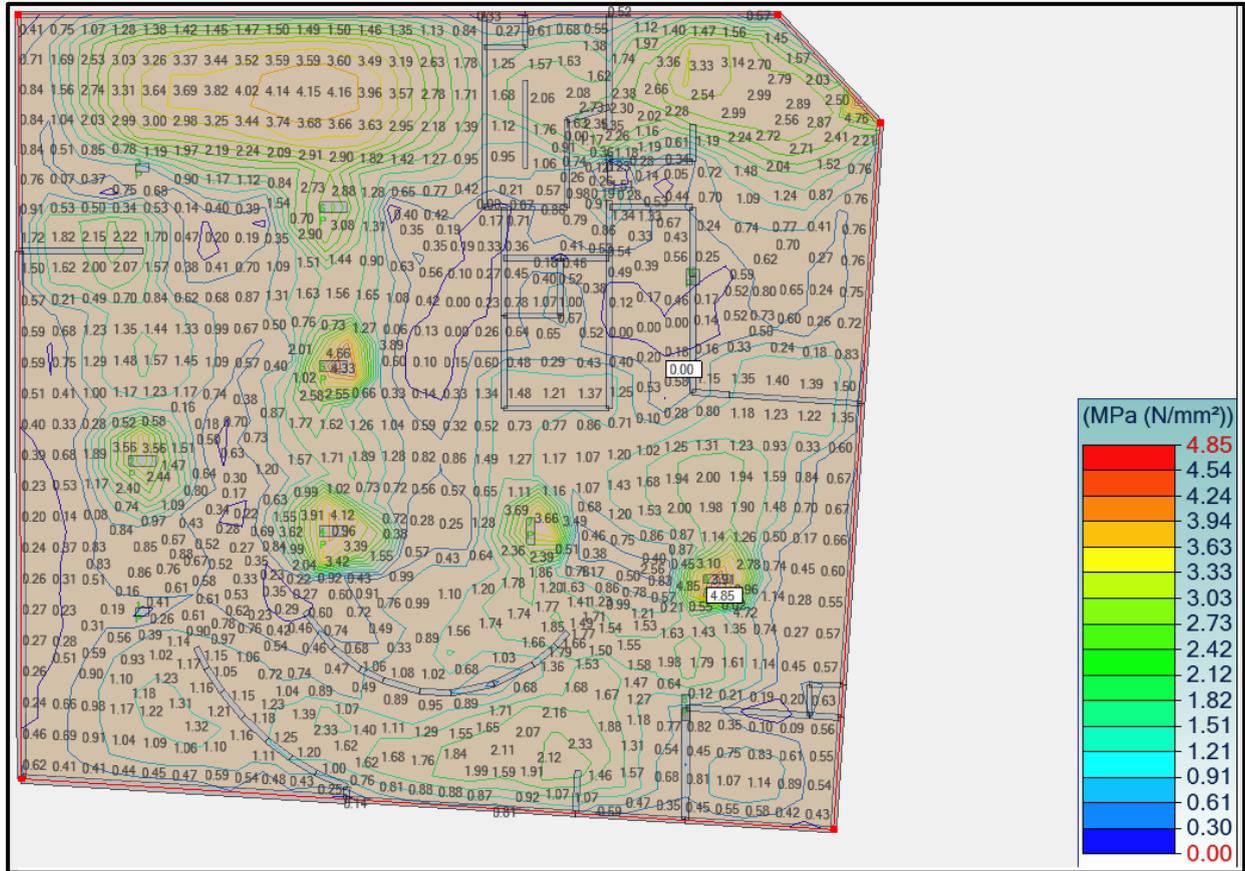


Valeurs ouvertures de fissures de fissures  $W_{ky}$ , Suivant y

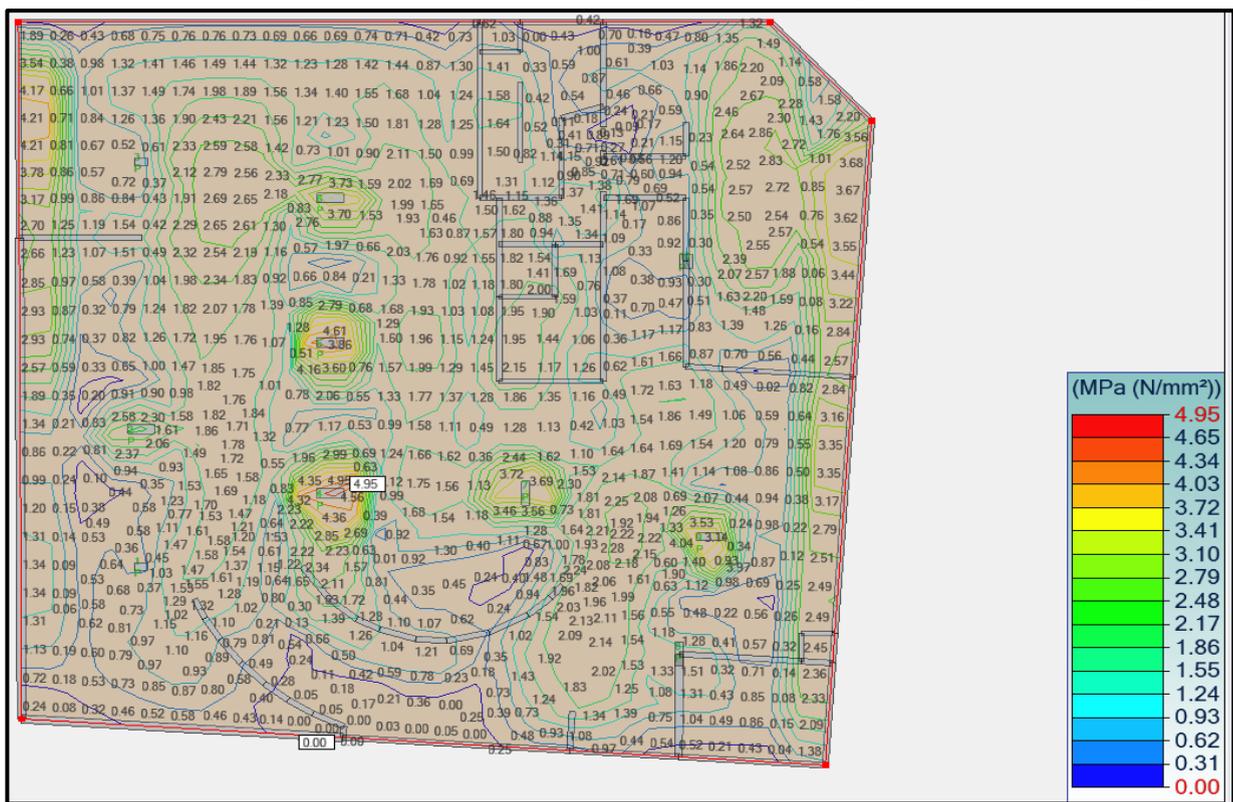


Ann. F2 : Graitec Advance Design - contraintes de traction de la fibre de béton la plus tendue

Valeurs contraintes de traction de la fibre de béton la plus tendue suivant x



Valeurs contraintes de traction de la fibre de béton la plus tendue suivant y



## Annexe G: Fiche technique des barres GEWI pour micropieu

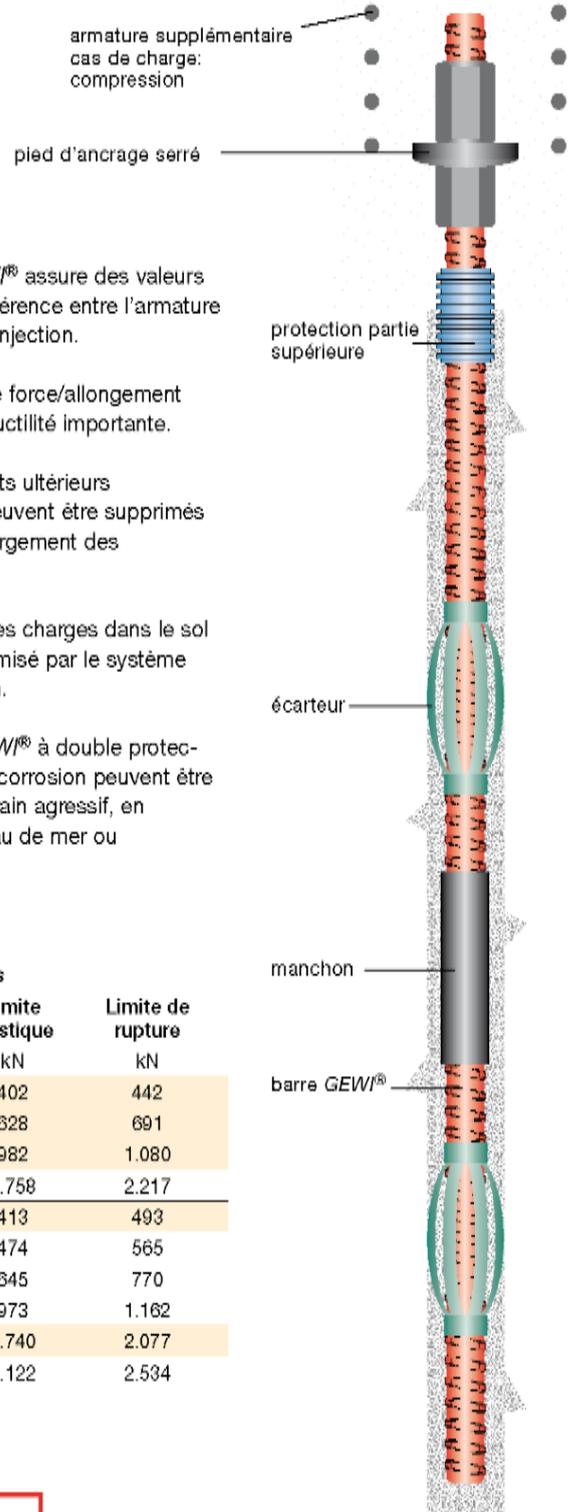
### Pieu GEWI®

#### Avantages et caractéristiques

Le pieu GEWI® de DYWIDAG est un micropieu foré, équipé d'une barre GEWI®, pourvue de nervures laminées à chaud, formant un filetage continu et robuste : le filetage GEWI®. L'armature GEWI® est enrobée de coulis de ciment, ce qui assure à la fois, la protection contre la corrosion et la transmission de la charge du pieu dans le sol.

- Le filetage robuste reste vissable, même souillé ou endommagé.
- La barre GEWI® peut être coupée et manchonnée à la longueur voulue.
- La barre GEWI® assure la transmission fiable des charges dans les structures en béton, grâce aux éléments d'ancrage conçus à cet effet.
- Le pieu GEWI® permet d'utiliser un matériel de forage économique, grâce aux diamètres de forage réduits.
- Les pieux GEWI® permettent la reprise de charges de compression et de traction.
- La barre GEWI® assure des valeurs élevées d'adhérence entre l'armature et le coulis d'injection.
- Le diagramme force/allongement montre une ductilité importante.
- Les tassements ultérieurs d'ouvrages peuvent être supprimés par un préchargement des pieux GEWI®.
- Le transfert des charges dans le sol peut être optimisé par le système de ré-injection.
- Les pieux GEWI® à double protection contre la corrosion peuvent être utilisés en terrain agressif, en présence d'eau de mer ou de polluants.

#### GEWI® Micropieu à protection standard contre la corrosion

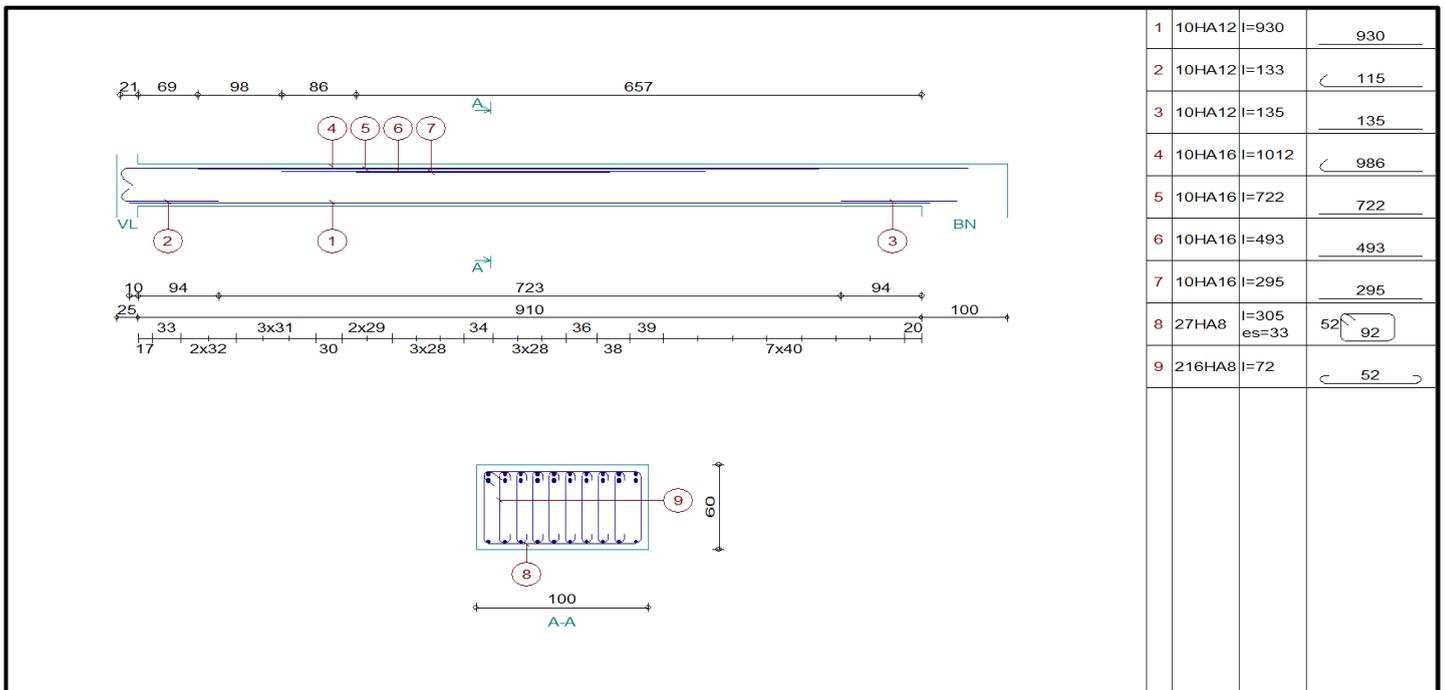
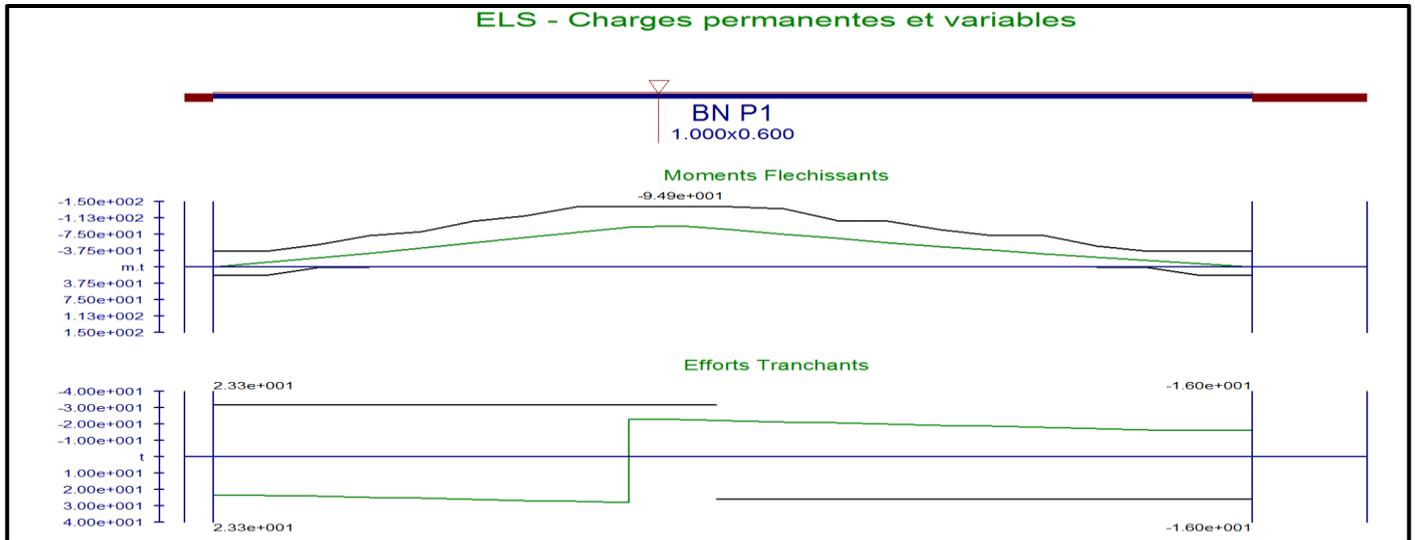


Pieux GEWI® et GEWI® Plus

	Diamètre nominal	Qualité d'acier	Section	Limite élastique	Limite de rupture
	mm	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	kN	kN
Barres GEWI® avec filetage à gauche	32	500/550	804	402	442
	40	500/550	1.257	628	691
	50	500/550	1.963	982	1.080
	63,5	555/700	3.167	1.758	2.217
Barres GEWI® Plus avec filetage à droite	28	670/800	616	413	493
	30	670/800	707	474	565
	35	670/800	962	645	770
	43	670/800	1.452	973	1.162
	57,5	670/800	2.597	1.740	2.077
	63,5	670/800	3.167	2.122	2.534

Agréments techniques Z-32.1-2 et Z-32.1-9  
 Voir <http://www.dywidag-systems.de/downloads/zulassungen-geotechnik.html>

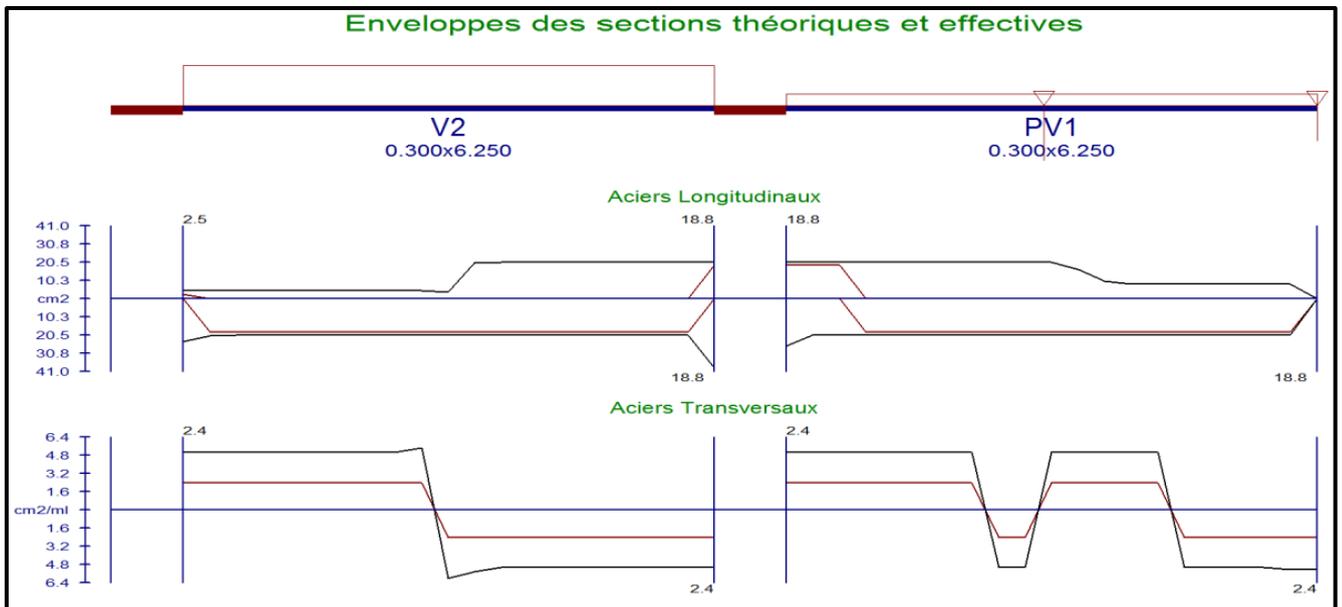
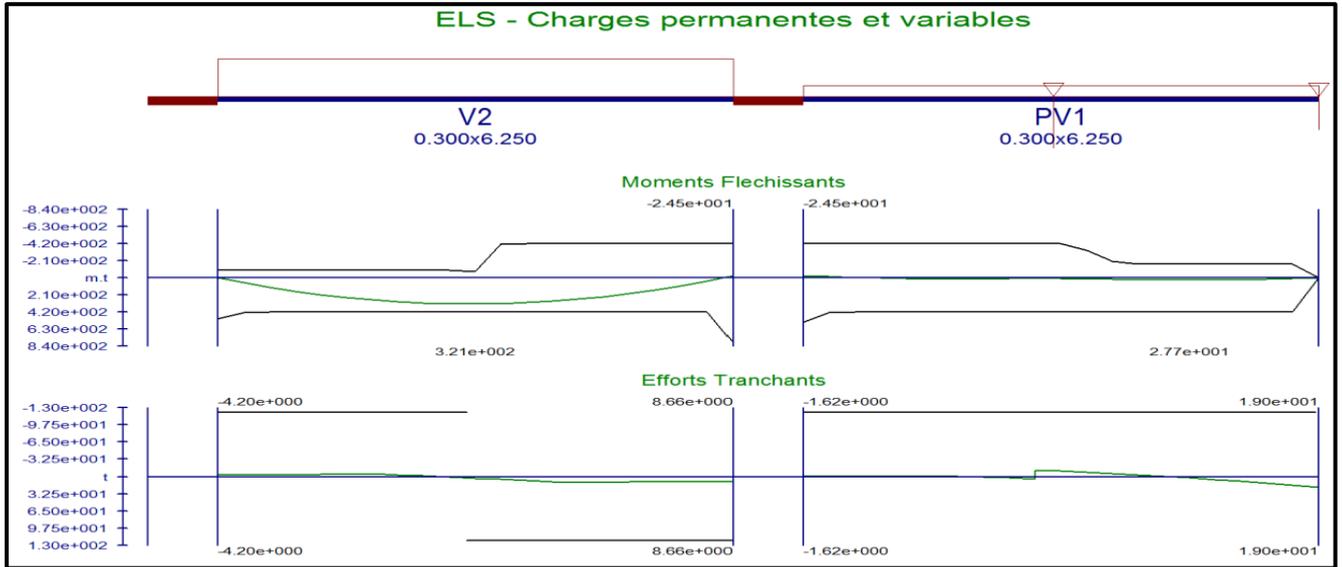
# Annexe H: Bande noyée BN P1 – exploitations des résultats de calcul



Nom Societe - Adresse Societe - Telephone Societe	Acapulco V 5.0	Fe500(HA) 598 kg Fe235(Dx) 0 kg	Dessiné le 25/ 7/2015 Beton (B35) = 5.460 m3
<b>Radier</b> LVAL-BN	<b>BN P1</b> Section 100x60	Enrobage (cm) G=4 D=4	<b>000</b>
		Enrobage (cm) B=4 H=4	
		Echelle elevation 1/60	
		Echelle coupe 1/30	<b>Page 1</b>

## Annexe I: Poutre-Voiles PV1 – exploitations des résultats de calcul

Annexe I1 : Poutre-Voile PV1 - Valeurs des moments, efforts tranchants et sections d'aciers selon logiciel Acapulco



## Annexe I2 : Poutre-Voile PV1 - notice de calcul selon logiciel Acapulco

Fichiers Eléments Calculs Fenêtres Sorties Expertise ?

ACAPULCO V 5.0 - NOTICE DE CALCUL - PAGE 1

ETUDE: LVAL-BN

POUTRE: PV1 - TRAVEE: PV1

Editée le 30/ 8/2015

GEOMETRIE

Section: 0.300x 6.250 m  
 Portée entre nus d'appuis: 11.015 m  
 Longueur de calcul: 11.015 m  
 Longueur appui gauche: 1.500 m

CHARGEMENT

Charge(1) Uniforme - Cas 1  
 G= 6.50 Q= 0.00 W= 0.00 N= 0.00 S= 0.00 t/m  
 Charge(2) Ponctuelle - Cas 1  
 G= -19.00 Q= 0.00 W= 0.00 N= 0.00 S= 0.00 t  
 Position : 11.015 m - Intervalle : 0.000 m - Nombre : 1  
 Charge(3) Ponctuelle - Cas 1  
 G= -30.00 Q= 0.00 W= 0.00 N= 0.00 S= 0.00 t  
 Position : 5.350 m - Intervalle : 0.000 m - Nombre : 1

SOLLICITATIONS (E.L.U Combinaisons Fondamentales)

Appui gauche: Mf.max= -33.13 m.t - V.max= -2.19 t

**REACTIONS D'APPUI pour le CAS 1 de CHARGEMENT**

G: Réaction appui gauche	146.10 t	- appui droit	0.00 t
Q: Réaction appui gauche	0.00 t	- appui droit	0.00 t
W: Réaction appui gauche	0.00 t	- appui droit	0.00 t
N: Réaction appui gauche	0.00 t	- appui droit	0.00 t
S: Réaction appui gauche	0.00 t	- appui droit	0.00 t

SOLLICITATIONS (E.L.S)

Appui gauche: Mf.max= -24.54 m.t

SECTIONS D'ACIERS EN CM2

Travée fibre inf:	20.36 (th 18.75) cm2
Appui gauche fibre sup:	20.36 (th 18.75) cm2
Appui gauche fibre inf:	26.52 (th 0.00) cm2
Appui droit fibre sup:	0.00 (th 0.00) cm2
Appui droit fibre inf:	0.00 (th 0.00) cm2

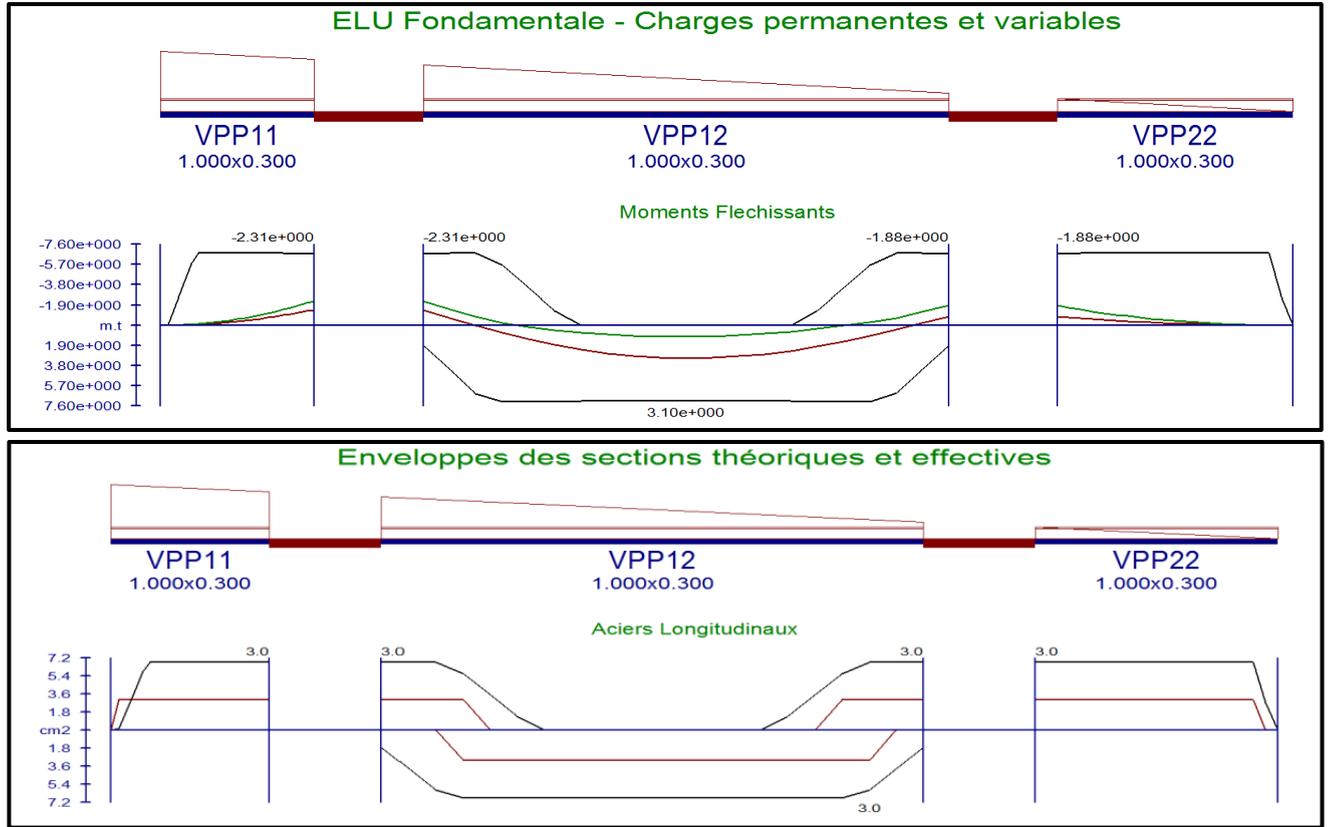
VERIFICATION DES CONTRAINTES AUX E.L.S.

Niveau de l'eau : Exceptionnel

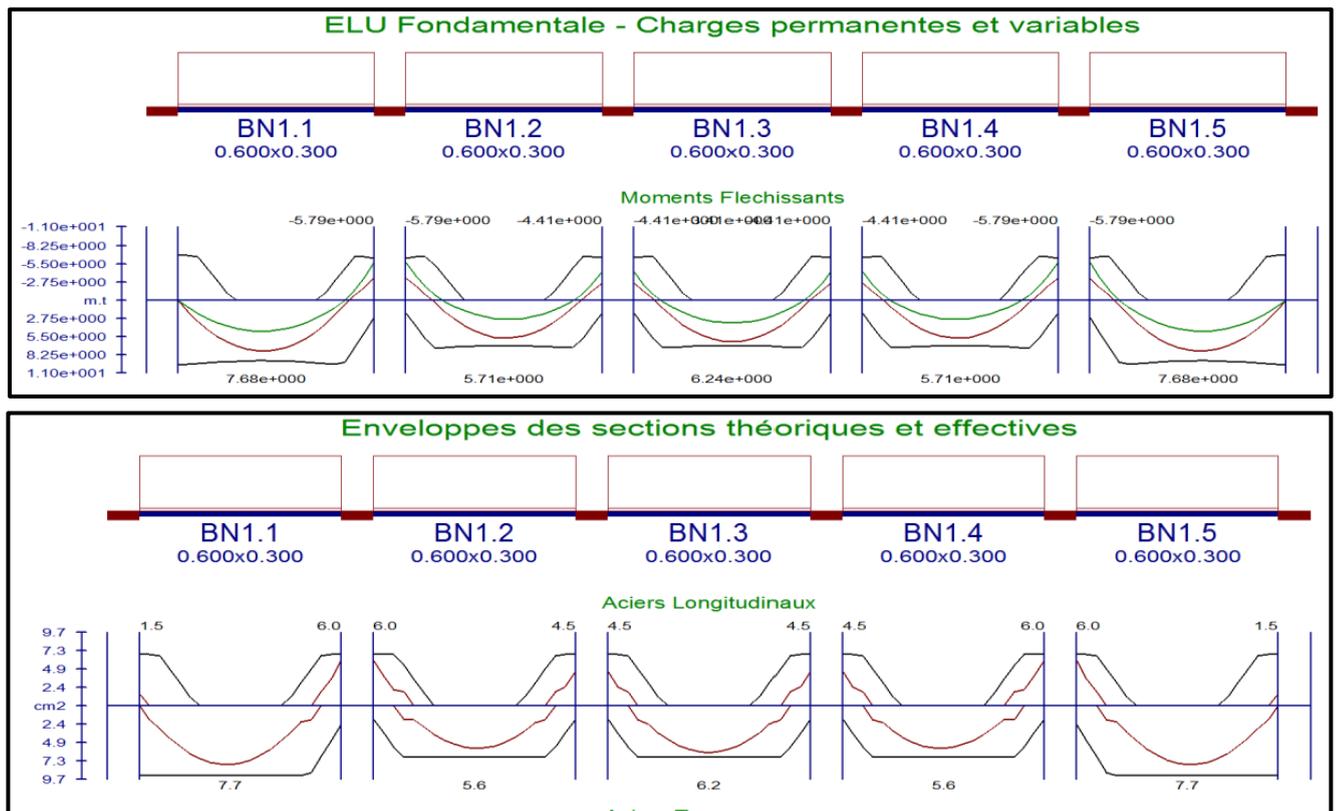
Appui gauche sup. : béton:	0.0 (Lim 18.0) - acier:	20.5 (Lim 268.5)
Appui gauche inf. : béton:	0.2 (Lim 18.0) - acier:	0.0 (Lim 333.3)

## Annexe J: Etude Voiles contre terre VPP à proximité des rues – à l'état provisoire et final

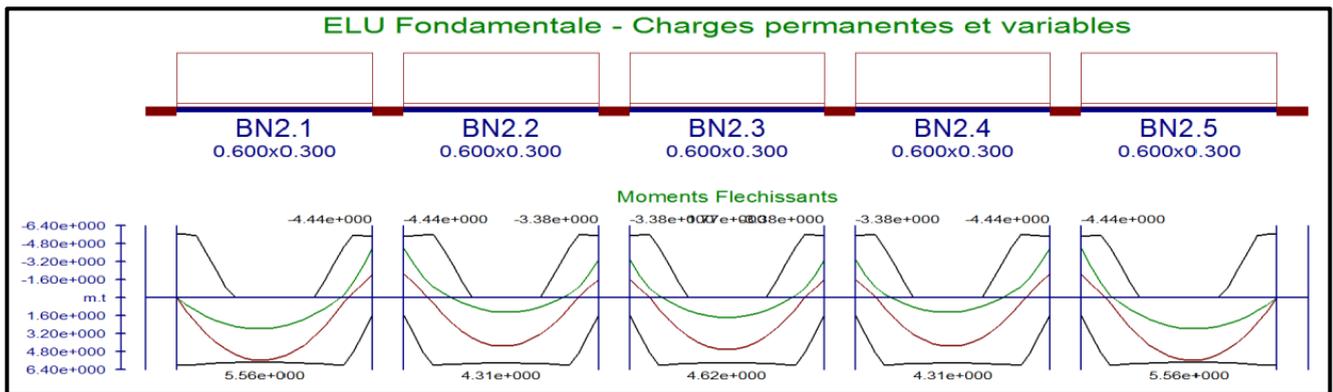
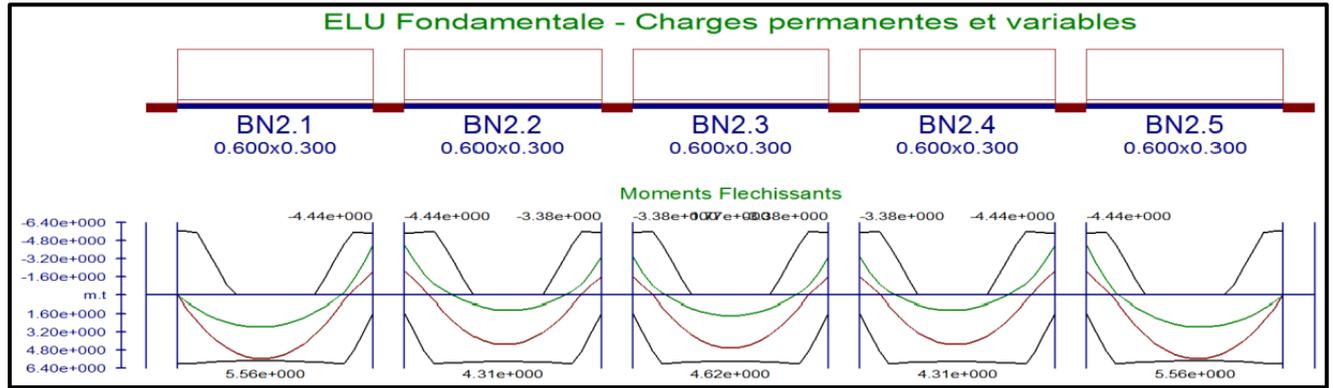
### Annexe J1 : Exploitations des résultats de calcul des VPP - à l'état provisoire



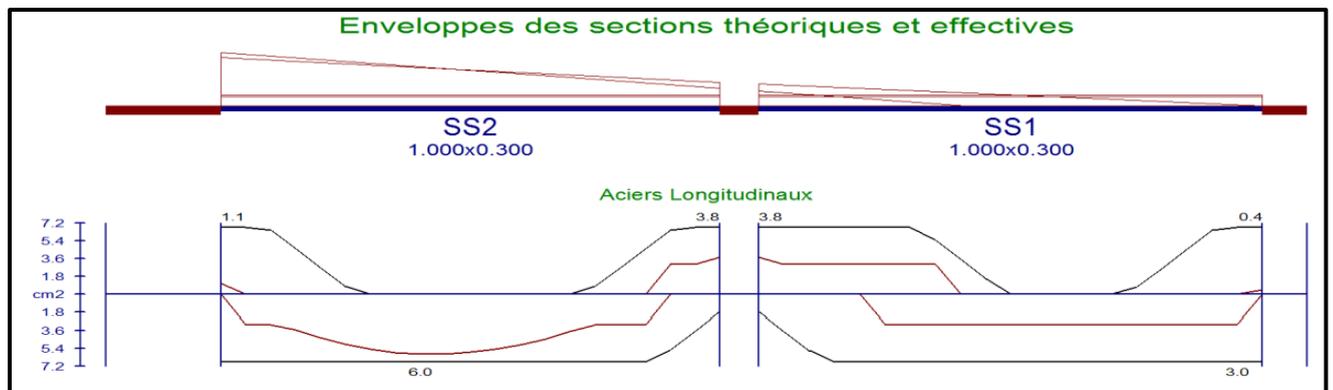
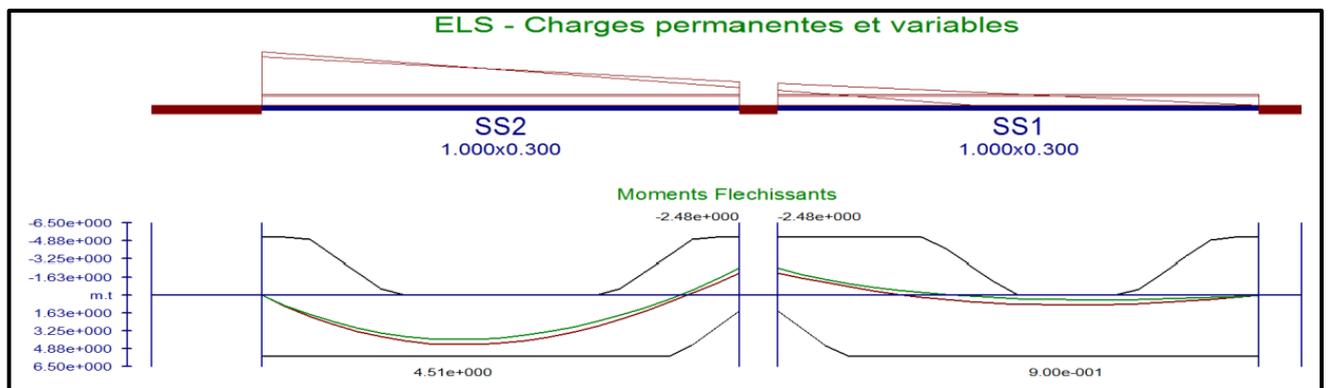
### Annexe J2 : Exploitations des résultats de calcul des bandes noyées BN1 - à l'état provisoire



Annexe J3 : Exploitations des résultats de calcul des bandes noyées BN2 - à l'état provisoire

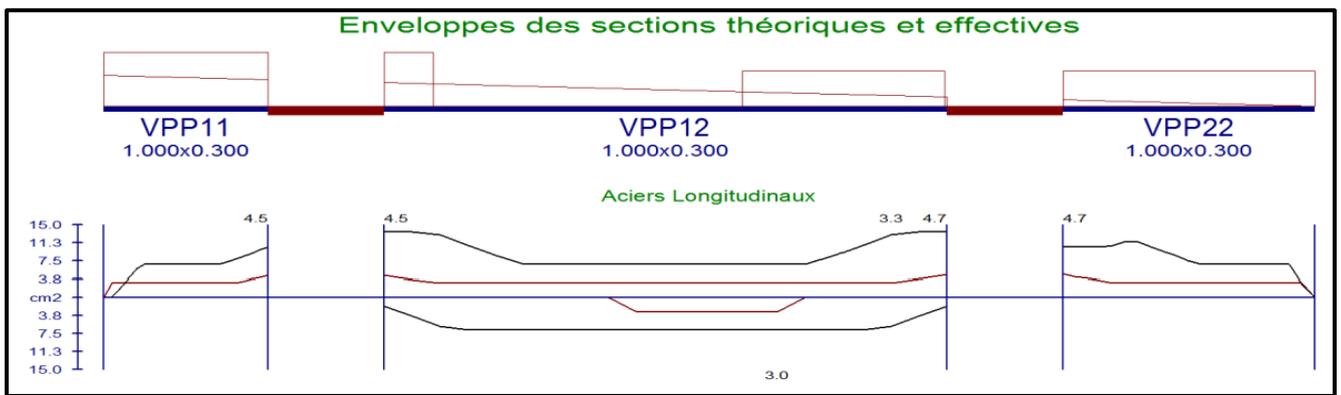
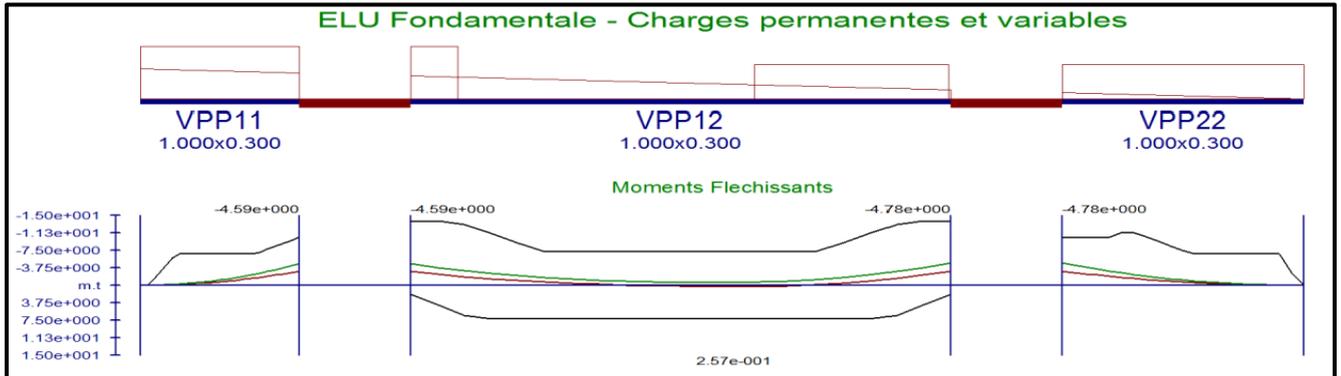


Annexe J4 : Exploitations des résultats de calcul des VPP - à l'état final

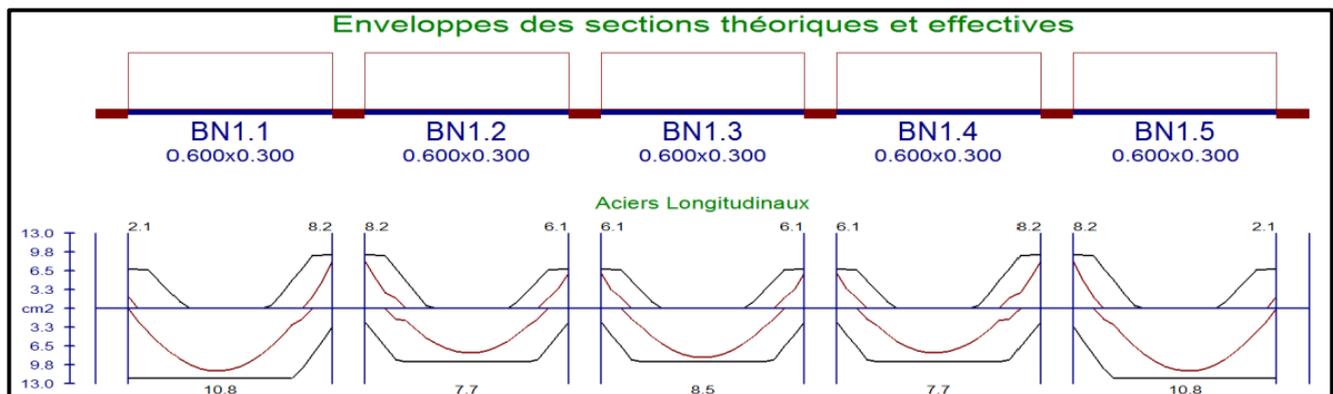
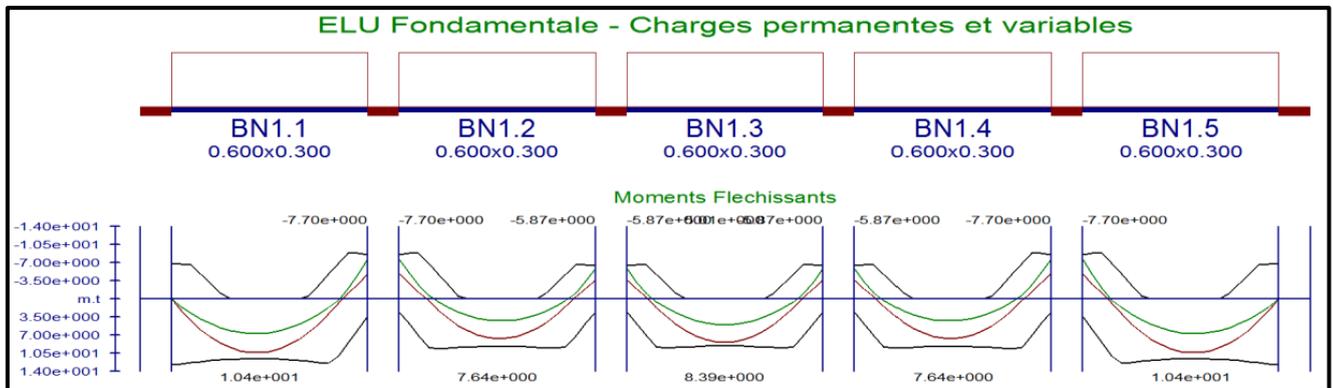


## Annexe K: Etude Voiles contre terre VPP à proximité du mitoyen – à l'état provisoire et final

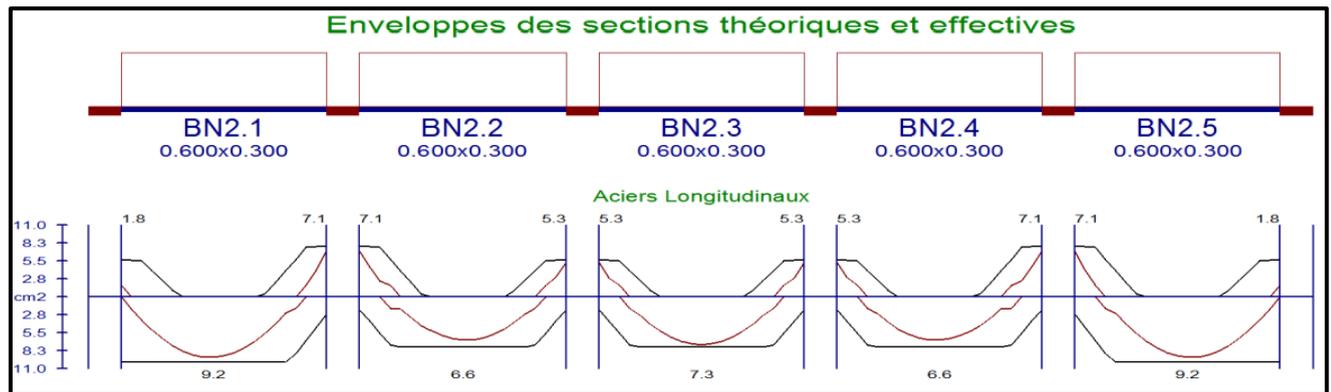
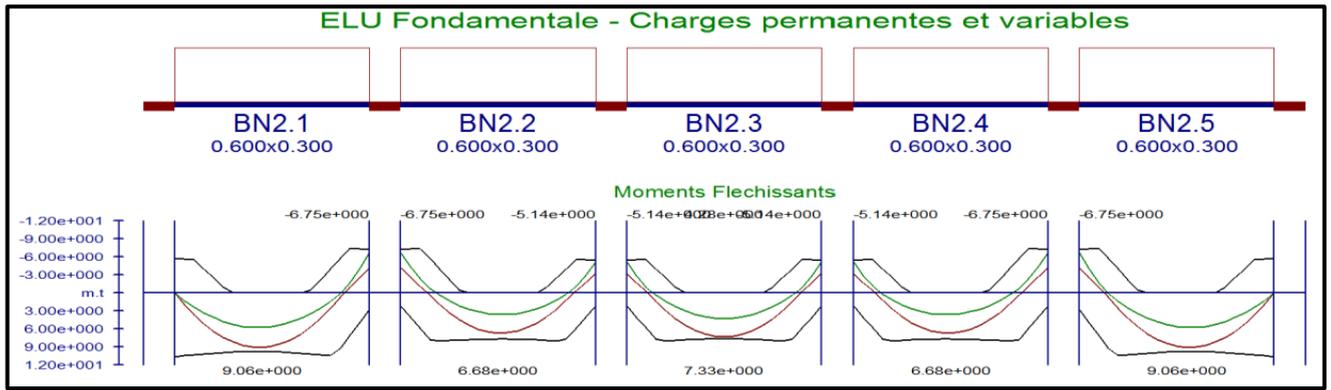
Annexe K1 : Résultats de calcul des VPP à proximité du mitoyen - à l'état provisoire



Annexe K2 : Résultats de calcul des BN1 des VPP à proximité du mitoyen - à l'état provisoire



Annexe K3 : Résultats de calcul des BN2 des VPP à proximité du mitoyen - à l'état provisoire



Annexe K4 : Résultats de calcul des VPP à proximité du mitoyen - à l'état final

