



Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

TESINA - PROJECTE D'ESPECIALITAT

Títol

**RENFORCEMENT DES FONDATIONS D'UN
BATIMENT SINGULIER EN CONTRUCTION**

**Reforç de les Cimentacions d'un
Edifici Singular en Construcció**

Autor/a

Sergi Monreal i Sebastià

Tutor/a

Antonio Aguado de Cea

Departament

706 - Enginyeria de la Construcció

Intensificació

Alumne en Doble Diploma amb l'ENPC (Paris Tech)

Data

19 d'octubre de 2009

Remerciements

Je tiens à remercier M Simon Ulivieri, ingénieur de l'unité Géotechnique et Ouvrages Spéciaux de Coyne et Bellier pour avoir été mon conseiller scientifique dans la société et m'avoir guidé et encadré pendant mon stage, résolu des doutes et m'avoir transmis de l'expérience dans le domaine.

Je remercie également M Jean Michel Torrenti, ingénieur de la Direction scientifique du LCPC, pour avoir été mon tuteur de part de l'école à Paris (ENPC), avoir suivi et encadré mes activités et m'avoir donné ses avis.

Je remercie M Antonio Aguado de Cea, Docteur en Génie Civil et professeur de l'Université Polytechnique de Catalogne, pour avoir été mon tuteur de part de l'école à Barcelone (UPC), avoir corrigé et m'aider à bien structurer le rapport.

Je joins M Pierre Yves Guarini, chef du projet, M Sohrab Baghery, directeur de l'unité GSP, et M Philippe De Felix, directeur des opérations pour avoir accepté ma participation au projet.

Enfin, je tiens à remercier l'équipe de Coyne et Bellier pour leur accueil et leur sympathie à mon égard.

Resum

El present projecte de final de carrera (Tesina) és un Projecte d'especialitat de càlcul d'estructures. Està centrat en un cas real d'un edifici de grans dimensions i de disseny complex que dona el màxim protagonisme a la seva estructura. Quan s'acabi de construir serà un museu que es converteixi en unes imatges de la nova expansió urbanística de Lió (França). Recentment s'han aturat les obres de construcció i l'agrupament d'empreses que se'n encarregava de les obres s'ha dissolt. Abans de reprendre'ls, la direcció d'obra s'ha reforçat. Degut a aquest canvi, l'estructura s'ha reconsiderat per a identificar-ne les febleses i els problemes potencials.

L'edifici està compost de 3 grans parts, la més gran el Sòcol, enterament de formigó armat i situat entre el nivell de carrer i 8-10m sota terra, nivell de les cotes superiors dels pilons. Està dividit en 8 blocs separats per juntes de dil·latació. La present tesina estudia d'un d'aquests blocs de l'edifici, el més gran (55x60m) i el que suporta una segona part, el Cristall, d'acer i vidre. L'objectiu principal d'aquest Projecte final de carrera és de proposar un reforçament de les cimentacions del bloc estudiat ja construïdes. La primera tasca bàsica és la d'estudiar com havia estat dimensionada inicialment l'estructura, amb quines hipòtesis de sòl, càrregues i combinacions, materials i normatives. A partir dels plànols estructurals originals es crea un model informàtic que serà modificat i analitzat. Acte seguit, s'han replantejat aquestes hipòtesis. Els principals canvis són en les càrregues considerades i això ocasiona debilitats en les cimentacions. El problema de la sobrecàrrega obliga a determinar una nova configuració de les cimentacions i es presenten els nous pilots i micropilots que el present treball considera necessaris. Per arribar a aquesta solució s'han hagut de realitzar varis estudis de baixades de càrregues i iteracions de reforçaments. Degut a la complexitat de l'estructura, els esforços no es distribueixen de manera intuïtiva. Per a entendre-ho l'estudi es centra en comportaments aïllats d'estructures més simples que han sigut estudiats de manera teòrica. Així, s'aconsegueixen els principis a seguir per a realitzar cada iteració de reforçament. El reforçament s'aconsegueix afegint nous pilons i micropilots en localitzacions específiques i responen a una necessitat de redistribuir la baixada de càrregues i alleugerir les sobrecàrregues de pilons existents poc capacitius. Els pilons afegits són de dimensions d'entre 420 i 920mm de diàmetre. S'arriben a suportar 470T en un piló existent reforçat, en combinació ELS. La principal restricció d'ubicació de nous pilons és l'alta densitat en certes zones de pilons acabats d'executar ocasionada per la forta irregularitat de l'estructura. Una de les variants que imprevisiblement més afecten la baixada de càrregues és l'elasticitat dels suports de l'estructura al sòl. Finalment, un cop les cimentacions són acceptables el treball analitza les altres elements de l'estructura de formigó per verificar que són estables amb l'inconvenient que havien sigut dimensionats per resistir una baixada de càrregues diferent i es resol que amb poques modificacions l'estructura és estable. Aquestes modificacions són, a la vegada, poc importants perquè només han estat executades les cimentacions i la resta de l'estructura no necessita reforços sinó redimensionament. En el cas de les lloses del apart superior de l'estructura estudiada, es calculen les pressions sobre la capa d'aïllants de manera més seguritària que habitualment perquè ens trobem en un cas que no està definit per la normativa.

En una visió global, podem afirmar que la present tesina és un projecte d'especialitat que combina els coneixements teòrics i un cas de projecte real amb problemàtica estructural on posar en pràctica les conclusions intermediàries teòriques.

Paraules clau: BAIXADA DE CARREGUES; REFORÇAMENT; CIMENTACIONS; PILONS; MICROPILOTS; FORMIGO ARMAT; MODELITZACIO; MUSEU; LYON

Abstract

The present dissertation (Tesina) is the end of career project of Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Paris) and Escola de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona). It is focused on a real case dealing with the conception of a building of big dimensions and of complex design that gives the maximum protagonism to its structure. When it will be ready for use it will be a museum, a new image of the new urbanistic expansion of Lyon (France). Recently the works of construction have been halted and the grouping of companies in charge of the works has dissolved. Before resuming the works, a new group of companies have been put in charge of the project design modifications as well as the continuation of the construction supervision. Due to this change and in order to identify and be concious of the weaknesses and problems, the structure has to be reconsidered and re-evaluated.

The building is compound of 3 great parts. The biggest one, the Socle (Baseboard), in a whole way of concrete made and placed among the street level and 8-10m underground, corresponding to the upper level of the piles. The building is divided into 8 blocks separated by joints. The present dissertation studies on of these blocks, the biggest (55x60m) which bears a second part of the building, the Cristal, made of steel and glass. The main goal of this project is proposing a strengthening of the foundations of the block studied, which are already executed. The first basic task is the one of studying how the structure had been dimensioned initially, under which hypotheses of ground, loads and their combinations, materials and regulations. From the original structural plans a computer model that will be modified and analyzed is created. Applied act, these hypotheses have been reconsidered. The main changes are in the loads (specially those coming from the Cristal) and this excess load causes weaknesses in the foundations. The problem of the overload forces to gauging a new configuration of the foundations adding new piles and micropiles that this work considers necessary are presented. For arriving at this solution varying studies of loads and iterations of strengthenings have had to be carried out. Due to the complexity of the structure, the efforts do not distribute in an intuitive way. In order to understand how to do it, this study first focuses on a theoretical way centering in isolated behaviours of simple structures. Thus, they achieve themselves the principles to be to carry out each iteration. The strengthening is achieved adding new piles and micropiles in specific locations and they reply to a need to redistribute the down slope of loads and to lighten the overloads of little capacitive existing piles. The added piles are from dimensions of among 420 and 920mm of diameter. Until 470T are bared in a reinforced existing pile in the SLS combination. The main restriction of location of new piles is the high density in certain zones of executed piles brought about by the strong

irregularity of the structure. On of the variants that affect the down slope of loads unpredictably more is the elasticity of the structure supports to the ground. Finally, once the foundations are acceptable, this dissertation analyzes the other elements of the block to verify that is acceptable, with the inconvenience that it had been dimensioned to resist a different down slope of loads. It solves that with few modifications the concrete structure is stable. These modifications are, at the same time, little important because the foundations are the only ones executed and the rest of the structure doesn't need reinforcements but redimensioning. In the case of the slabs of the aside upper of the studied block, the pressions to the insulators layer are calculated in a more security than usually so that we are in a case that is not clear-cut for the regulations.

In a global vision, we can affirm that the present dissertation is a project that combines the theoretical knowledge and a case of real project with structural problems to put the theoretical mediating conclusions in practice.

Keywords : LOADS EXCESS ; PILES ; REINFORCEMENT ; FOUNDATIONS ; REINFORCED CONCRETE ; MUSEUM ; LYON

Table des matières

Remerciements	2
Resum.....	3
Table des matières	6
Liste des figures	9
PARTIE I : L'étude	11
I.1. INTRODUCTION	11
I.2. MOTIVATION ET OBJECTIFS.....	12
I.2.1 Motivation.....	12
I.2.2 Objectifs.....	13
I.3. SITUATION DE DEPART : les études déjà réalisés.....	13
I.4. STRUCTURATION DE CET ETUDE	13
I.5. LIEU DE TRAVAIL	14
PARTIE II : L'ouvrage	15
II.1 : INTRODUCTION.....	15
II.2. PRESENTATION	15
II.2.1 : Le réaménagement urbain	15
II.2.2 : Le bloc à renforcer	17
II.2. PARAMETRES CONSIDERES	19
II.2.1 Réglementation.....	19
II.2.2 Interaction Sol-Structure	19
II.2.3 Retrait et efforts thermiques	19
II.2.4 Matériaux.....	19
II.2.5. Hypothèses de sol	20
II.2.6. Chargements	21
II.2.7. Effets du vent et de la neige	22
PARTIE III : Modélisation	23
III.1. INTRODUCTION.....	23
III.2. METHODOLOGIE.....	23

III.3. CONCLUSIONS INTERMEDIARIES	26
PARTIE IV : Renforcement des fondations	29
IV.1. INTRODUCTION	29
IV.2. METHODOLOGIE.....	29
IV.2.1. Méthode itératif.....	29
IV.2.2 L'Approche théorique.....	33
IV.2.3.RENFORCEMENT PAR CATÉGORIES.....	42
IV.3. CONCLUSIONS INTERMEDIARIES : SOLUTION PROPOSEE.....	46
PARTIE V : Vérification du bloc renforcé.....	49
V.1 INTRODUCTION.....	49
V.2 METHODOLOGIE.....	49
V.2.1. Poteaux.....	49
V.2.2. Poutres et longrines.....	50
V.2.3. Dalles.....	51
V.2.4. Murs et Voiles.....	52
V.3 CONCLUSIONS INTERMEDIARIES	52
PARTIE VI : Analyse des dalles flottantes.....	53
VI.1. INTRODUCTION	53
VI.2. METHODOLOGIE.....	55
VI.2.1 Hypothèses.....	55
VI.2.2. Modélisation et résultats.....	57
VI.3. CONCLUSIONS INTERMEDIARIES	64
PARTIE VII : Conclusions finales.....	65
PARTIE VIII : Bibliographie	67
ANNEXE 1 CHARGES APPLIQUEES.....	69
A1.1 Cas de charge du Socle (Bloc 4)	69
A1.2 Combinaison de charge du Socle (Bloc 4).....	69
A1.3 Cas de charge des dalles flottantes.....	69
A1.4 Frottement négatif adopté.....	70
ANNEXE 2 : RAIDEURS.....	75
ANNEXE 3 : DESCENTE DE CHARGES.....	77

A3.2 Comparatif entre réactions d'appui du modèle AVEC les renforcements proposés et la capacité portante.....	81
A3.3 Vérification des corbeaux.....	84
ANNEXE 4 : RENFORCEMENTS PROPOSES.....	87
A4.1 Renforcement par micropieux :.....	87
A4.2 Renfort avec des nouveaux pieux.....	88

Liste des figures

<i>Figure I.1 (gauche) : La vieille ville de Venise.....</i>	11
<i>Figure I.2 (droite): Maçons dans la construction des fondations avec pieux en bois.....</i>	11
<i>Figure II.1 : Situation de la zone, au sud de Lyon (France).....</i>	16
<i>Figures II.2 et II.3 : Images de synthèse du bâtiment.....</i>	17
<i>Figure II.4 : Délimitation du Bloc 4 et son entourage au Niv -01.....</i>	18
<i>Figure II.5 : Niveau supérieur du Bloc 4 du Socle.....</i>	21
<i>Figure III.1 : Les éléments filaires.....</i>	24
<i>Figure III 2: Vue en profil du modèle maillé.....</i>	25
<i>Figure III.3 : Vue du modèle.....</i>	26
<i>Figure III.4 : Vue du modèle maillé.....</i>	27
<i>Figure III.5 : Vue tridimensionnelle du modèle depuis le Sud.....</i>	28
<i>Figure III.6 : Vue 3D de la structure en-dessous du niveau -02 et jusqu'à -10.25m.....</i>	28
<i>Figure IV.1 : Construction un micropieu de diamètre < 250mm.....</i>	31
<i>Figure IV.4 : Parties isolés de la structure.....</i>	33
<i>Figure IV.5 : Schéma de la poutre.....</i>	34
<i>Figure IV.6 : Matrice de comportement.....</i>	35
<i>Figure IV.7 : Evolution de la charge et la longueur des travées.....</i>	36
<i>Figure IV.8 : Evolution de l'inertie et la raideur.....</i>	37
<i>Figure IV.9 : Comparaison entre le comportement d'un filaire et d'un surfacique.....</i>	38
<i>Figure IV.10 : Efforts verticaux sur un mur de 3m.....</i>	38
<i>Figure IV.11 : Efforts verticaux dans une poutre de 0,5m.....</i>	39
<i>Figure IV.12 : Evolution des types d'appui.....</i>	41
<i>Figure IV.13 : Evolution du nombre d'appuis.....</i>	42
<i>Figure IV.14: Capacité maximale de chaque pieu selon diamètre.....</i>	43
<i>Figure IV.15 : Solution de renforcement proposée.....</i>	47
<i>Figure IV.16 : La descente de charge du Cristal.....</i>	48
<i>Figure V.1 : Déformée du bâtiment sous le cas de charge Poids propre.....</i>	51
<i>Figure VI.1 : Schéma des couches.....</i>	53

<i>Figure VI.2 : Le camion pompier</i>	54
<i>Figure VI.3 : Diagramme des contraintes</i>	56
<i>Figure VI.4 : Choix de la valeur</i>	56
<i>Figure VI.5 : Le retrait différentiel</i>	57
<i>Figure VI.6 : Les pires localisations de charge</i>	58
<i>Figures VI.7 et VI.8 : Appuis surfaciques de raideur différente</i>	59
<i>Figure VI.9 (haut) : Nacelle N2 (impact 22x31cm)</i>	60
<i>Figure VI.10 (bas): Nacelle avec plaque de répartition (impact 45x45 cm)</i>	60
<i>Figure VI.11 : Détail de ferrailage</i>	61
<i>Figures VI.12 et VI.13 : Moments M_x et M_y</i>	62
<i>Figure VI.14 : Les pires charges dans les pires situations.</i>	63
<i>Fig. A1.1 : Vue 3D des cas de charge 2</i>	71
<i>Fig. A1.3 : Cas de charge 4. Les charges linéaires sont les cloisons en maçonnerie</i>	72
<i>Fig. A1.4 : Vue 3D du cas de charge 5</i>	72
<i>Fig. A1.6 : Vue du cas de charge 7</i>	73
<i>Fig. A1.7 : Vue 3D des cas de charge 14 (rouge) et 15 (bleu)</i>	74

PARTIE I : L'étude

Le présent Projet de Fin d'Etudes a été réalisé et présenté à l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées (France) et à l'Université Polytechnique de Catalogne (Espagne). Les principales tâches se sont déroulées individuellement au sein d'une société parisienne, Tractebel Engineering.

I.1. INTRODUCTION

Les principes de la plupart de structures n'ont pas autant changé au cours des temps. Un exemple qui nous intéresse est l'utilisation de pieux pour les fondations qui assure la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) des ouvrages sur le sol. C'est aussi vrai pour les bâtiments qui se construisent actuellement avec une allure futuriste et innovante dont le Musée des Confluences comme pour les existants construits autrefois, par exemple la vieille ville de Venise, voir **Fig.I.1 Source** : Voyages-Photos.fr.



Figure I.1 (gauche) : La vieille ville de Venise.

Figure I.2 (droite) : Maçons dans la construction des fondations avec pieux en bois.

Evidemment, au jour d'aujourd'hui les calculs à réaliser ne se font plus de la même manière que jadis. Au fait, auparavant ils étaient dimensionnés à l'aide de tableaux et l'expérience de façon à ne pas vraiment rechercher l'innovation au moins avec l'obsession apparue au XIX siècle. Les matériaux provenaient souvent de sources proches et changeaient selon l'endroit géographique. A Venise les piles étaient du matériau le plus utilisé à cet effet jusqu'au XIXème siècle, le bois (voir **Fig. I.2. Source** : Giovanni Grevembroch, XVIIIème siècle. Archive photographique Giacomelli, Venise (Italie)). Actuellement, et en particulier sur cette étude, on utilise communément un matériau apparue au XXème siècle : le béton armé. De plus, les calculs sont faits pour assurer un

bâtiment innovant et unique. Même si les principes de la structure sont anciens, les éléments et leur disposition sont conçus différents à tous les autres construits.

Actuellement, donc, les tendances ont changé. On ne se contente plus de construire des structures standards, communes et bâties pareillement que les autres de la région. Au long de l'histoire les techniques d'édification changeaient lentement et pour créer des bâtiments originaux et uniques on faisait confiance à la décoration et les éléments non structurels. Dès le XIX siècle les nouvelles capacités des ingénieurs pour calculer des structures de plus en plus complexes a permis aux structures de jouer un rôle important dans l'aspect des bâtiments qui cherchent une image différente des autres.

Le problème de ces nouveaux bâtiments arrive lorsqu'on a considéré des hypothèses insuffisantes et conséquemment on a dimensionné une structure moins sécurisée ou instable et il faut renforcer, par exemple, les fondations de ce bâtiment. La plupart des études de renfort se font pour des bâtiments courants et, subséquemment, les techniques et calculs se standardisent. Que ferait-on dans le cas d'un bâtiment à structure innovante et créative ?

La solution devient aussi innovante et créative. Chaque ouvrage est différent, alors pour faire cette étude on a choisi la construction d'un nouveau Musée qui sera érigé dans le « nouveau Lyon ».

I.2. MOTIVATION ET OBJECTIFS

I.2.1 Motivation

Dans le cadre de ma formation d'ingénieur civil j'ai jugé nécessaire de participer aux activités d'un bureau d'études qui travaille sur la conception de bâtiments architecturaux ou industriels. La conception des ponts et barrages ne sont pas les seuls domaines où le génie civil a quelque chose à dire. D'ailleurs, ne pas se conformer avec un bâtiment courant qui a les mêmes problèmes que la plupart de son type, mais se lancer dans une construction irrégulière qui nécessite de solutions singulières est toujours un projet captivant. Le Musée des Confluences est un bon exemple de construction de notre époque où son originalité est basée sur sa structure, très complexe pour devenir une nouvelle image pour la ville, ce qui provoque des incertitudes de fonctionnement. Il faut utiliser les connaissances en mécanique de structures et ne pas toujours utiliser des techniques standard de conception et renfort. De plus, il s'est produit une situation assez courante au jour d'aujourd'hui, le groupement d'entreprises qui a conçu le projet et a commencé à construire s'est désagrégé. Comprendre comment fonctionne une telle structure, apprendre comme elle a été dimensionnée, devoir reconsidérer les hypothèses et apprendre à la renforcer sont les principaux défis qui m'ont fait choisir cette problématique pour mon projet de fin d'études. Plus précisément, il s'agit d'un « projet de spécialisation ».

I.2.2 Objectifs

Dans le cadre de la participation de la société dans laquelle il a été mené cette étude, Coyne et Bellier, à la reprise des études sur la structure du Musée des Confluences, il a été considéré acceptable de laisser baser un projet de fin d'études sur le sujet. Les objectifs de ce projet fin d'études mélangent une partie de travail de bureau d'ingénierie avec une vision de raisonnement technique un peu plus théorique pour répondre aux procédures de réalisation d'un projet pratique réel.

On pourrait resumer les objectifs en 3 idées :

- Renforcement des fondations d'une partie d'un bâtiment de structure complexe avec la création d'un nouveau modèle et justification avec ses chargements recalculés.
- Familiarisation avec le comportement globale d'une structure vis à vis de la descente de charges.
- Explication de manière théorique de la redistribution des efforts transmis aux appuis (élastiques) observée MEFdue à raideurs différentes.
- Vérification des résistances de différents éléments structuraux : pieux, poutres, dalles, dalles flottantes, ...

I.3. SITUATION DE DEPART : les études déjà réalisés

Les études d'exécution du bâtiment ont été faites et la construction est démarrée. Les études du sol sont aussi faites. Il y a eu des reconsidérations de certains chargements et ainsi des petites propositions de renforcements des fondations ont été faites. La quasi-totalité des fondations ont déjà été coulées et au moment d'arrêter les travaux, en juillet 2008, il manquait construire les 4 micropieux, 4 pieux et 3 longrines qui serviraient à renforcer. C'est à ce stade-ci quand la société Coyne et Bellier entre dans la participation au projet, et donc, c'est le point de départ de ce projet de fin d'études. On dispose des plans structurels et des contraintes évidentes : les fondations ne peuvent pas être changés, elles sont déjà construites, on pourra seulement en couler de nouvelles.

I.4. STRUCTURATION DE CET ETUDE

Le rapport est divisé en 6 parties. Tout d'abord, ce Projet fin d'études s'articule: la motivation et l'apport personnel, la société où il a été réalisé, l'ouvrage sur lequel le PFE est basé, les études similaires précédents à cette étude et les objectifs du PFE.

Par la suite, on décrit de manière technique la structure étudiée : géométrie, les interactions avec l'extérieur, les règles qu'elle doit suivre et les charges qu'elle subit.

Puis on aborde l'élément principal de l'étude. On détaillera la procédure pour modéliser. On évoque ensuite les problèmes du choix de renforcement des fondations du modèle et les considérations prises en compte pour obtenir un modèle suffisamment proche de la réalité. Des solutions sont proposées et on aboutit à une configuration de renforts acceptable.

Après cela, il reste à vérifier que le reste de la structure est capable de résister la descente de charges.

Finalement, on effectue des vérifications sur des chapes du niveau supérieur de la même structure. Les chapes ne subissent pas l'influence des nouveaux renforcements des fondations mais posent un problème, en effet elles ne rentrent pas dans le cadre des principaux règlements, par conséquent les résistances doivent être approchées.

I.5. LIEU DE TRAVAIL

Le présent projet de fin d'études a été réalisé au sein de Coyne et Bellier / Tractebel Engineering, société anonyme de droit français appartenant au groupe belge Tractebel. Elle fait partie du groupe GDF SUEZ.

Coyne et Bellier a son siège à Gennevilliers (92) et ses principales agences en France (Lyon et Nice) et des filiales en Afrique et en Asie. Elle est une société d'ingénierie qui réalise des études techniques et supervise la réalisation d'ouvrages dans le domaine des grandes infrastructures de l'eau (barrages, canaux, tunnels,...), de l'énergie (notamment nucléaire et hydroélectrique), des transports (infrastructures routières et ferroviaires), du bâtiment (fondations complexes et structures architecturales innovantes), de l'environnement (études d'impact, réhabilitation de vieux ouvrages, protection contre crues,...).

Le département dans lequel est encadré ce Projet Fin d'Etudes est appelé unité « Géotechnique et Ouvrages Spéciaux ». Il est en charge de la maîtrise d'œuvre et suivi de réalisation de projets avec infrastructure complexe (fondations, systèmes de soutènement) ou de superstructures particulières (formes et comportements innovants, matériaux nouveaux). Jusqu'à présent il a participé, d'entre autres, pour plusieurs aéroports d'aspect futuriste en Chine et le Golfe persique, le Synchrotron européen, le Forum Grimaldi à Monaco, le Terminal français du tunnel sous la Manche et la Grande Arche de la Défense.

Conséquemment, ce travail a été fait dans une ambiance de projets de calcul et dimensionnement de structures non conventionnelles, les autres travailleurs sont des ingénieurs habitués à devoir proposer des solutions créatives et différentes des édifices standards. La société dispose de personnel avec volonté d'apprendre aux nouveaux arrivés et ressources nécessaires pour réaliser les tâches nécessaires pour arriver aux objectifs du présent projet et elle est habituée à offrir des opportunités aux jeunes étudiants d'écoles d'ingénierie.

PARTIE II : L'ouvrage

II.1 : INTRODUCTION

Le présent projet de fin d'études est basé, comme on a dit, sur le projet de conception d'un nouveau musée. Cet ouvrage sera décrit dans ce chapitre en commençant par le projet global de réaménagement urbain dans lequel il prend partie pour comprendre le contexte dans lequel le nouveau bâtiment est encadré. De plus, on décrit le bâtiment entier pour avoir une vision globale du type de structure et charges que l'on doit attendre. On se focalise sur le bloc à renforcer jusqu'au niveau de détail nécessaire pour y travailler avec.

Finalement, on définit les paramètres qui seront pris en compte tout au long de cette étude.

II.2. PRESENTATION

II.2.1 : Le réaménagement urbain

On se trouve en région Rhône-Alpes (France), à Lyon. Le Musée des Confluences est un des principaux éléments du projet de réaménagement urbain Lyon Confluence. La zone est placée au sud de la capitale de la région, au 2^{ème} arrondissement, sur la presqu'île entre la Saône et le Rhône. Voir **Fig. II.1 Source** : Erick Sallet. Ce quartier d'une partie est contraint par la voie ferrée et l'autoroute A7 mais de l'autre se trouve à côté du centre ville, ce qui le rend optimal pour devenir une extension contemporaine de Lyon dès la fin des années 90.



Figure II.1 : Situation de la zone, au sud de Lyon (France)

Il se veut un espace mixte de logements, de loisirs, des bureaux et d'activités culturelles. Il doit accueillir 25.000 habitants et 22.000 emplois à long terme. La première phase, lancée en 2003 et dont fait partie le Musée des Confluences, sera réalisée à l'horizon 2015 sur 41 hectares. Le site présentait principalement deux contraintes, la voie ferrée et l'autoroute A7, que le projet a dû intégrer dans un espace non plus industriel mais urbain.

Le musée se situe sur la pointe de ladite presqu'île et sera consacré au thème « Science et Société ». La date prévue initialement de livraison était 2009, mais les travaux sont arrêtés depuis juillet 2008. La fin prévue du chantier a été reportée à 2012. Les études d'exécution ont été faites et la construction est démarrée. Il y a eu des petites propositions de renforcements des fondations, la quasi-totalité ces dernières ont déjà été coulées et il manquait construire les 4 micropieux, 4 pieux et 3 longrines qui serviraient pour renforcer.

Le contrat entre le maître d'ouvrage (le département du Rhône) et l'entreprise de construction en charge du chantier (le groupe Fayat) a été résilié. Conséquemment, un nouvel appel d'offre européen a été lancé.

Coyne et Bellier fait partie de l'équipe du maître d'œuvre pour les lots de Structure et Fondations. C'est dans ce cadre que cette société participe aux études de projet (PRO) et DCE pour préparer les documents de consultation de cet appel d'offre.



Figures II.2 et II.3 : Images de synthèse du bâtiment.

Le bâtiment est composé de 3 parties : le Socle, le Cristal et le Nuage. Ces deux derniers sont des structures métalliques avec une enveloppe en verre. Il mise sur son attractive allure futuriste et innovante comme on voit sur les images de synthèse **Fig.II.2** et **Fig.II.3** (Source : CoopHimmelb(L)au). La toiture est non conventionnelle et les grands poteaux ne le sont pas non plus.

Le Socle (la partie inférieure) est une structure en béton armé de dimensions principales égales à 183m environ dans le sens Nord sud et à 89m environ dans le sens est/ouest. Il est divisé en 10 blocs de dimensions et formes divers rendus indépendants.

II.2.2 : Le bloc à renforcer

Le bloc sur lequel j'ai été affecté est le « Bloc 4 ». Il correspond à la partie nord du socle qui est délimitée au sud-est par le bloc 6, au sud-ouest par le bloc 3, au nord-est par le bloc 5 (grand escalier), à l'ouest et nord-ouest par la Saône (façade extérieur) et à l'est par le Rhône (façade extérieur). Voir **Fig.II.4 Source** (propre/Coyne et Bellier). Les dimensions maximales de ce bloc sont 58.37m dans la direction Nord-Sud et 54.29m dans la direction Est-Ouest.

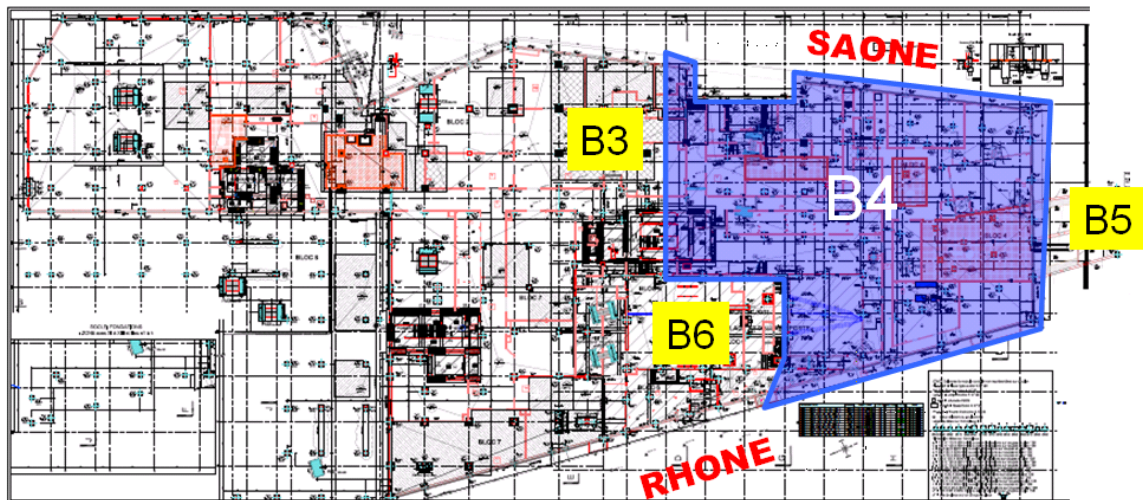


Figure II.4 : Délimitation du Bloc 4 et son entourage au Niv -01.

Sa structure est composée de 3 niveaux : Niv 00 (+/-0.00m) = +173.51 IGN69, Niv -01 (+/-3.91m) et Niveau -02 (+/-7.82m). Les planchers se trouvent au Niv -01 et au Niv -02 et ont une épaisseur en moyenne de 300mm. Les hauteurs des niveaux changent selon la zone du bloc. Certains voiles sont inclinés. Singulièrement, on considère aussi le niveau supérieur du poteau PM12, $Z=+6.20$ m, et celui du poteau PM13, $Z=+7.51$ m.

Il est séparé des blocs voisins par la mise en œuvre de joints de dilatation de 2,5cm de largeur minimale sur la hauteur du niveau -02 et du niveau -01. Les joints de dilatation en élévation débutent au dessus du plan de fondations. Les poteaux monumentaux qui traversent le bloc 4 sont dissociés des structures du bloc 4 par la mise en œuvre de JD périphériques de 3cm de largeur minimale à leur emprise extérieure. Ils ne sont donc pas introduits dans le modèle.

Cependant, il y a effectivement des éléments extérieurs qui provoquent des actions sur le Bloc 4 : Les interactions entre le bloc 4 et les autres se limitent aux charges des blocs 5 et 6 qui s'appliquent sur le bloc 4 au moyen des corbeaux et aux charges du bloc 4 qui sont reportées sur les blocs 3 et 6 au moyen d'autres corbeaux. Les poteaux monumentaux PM12 et PM13 ne traversent pas le bloc mais s'appuient sur le niveau plus haut du bloc. Ils sont alors modélisés jusqu'à leur arase supérieure, et les chargements issus des descentes de charges du Cristal et de ses circulations sont introduits en tête de ces poteaux. Les structures primaire et secondaire du Cristal ont elles aussi des appuis sur le niveau 00.

Les poteaux porteurs des différents niveaux ont une section carrée de 40x40cm dans la plupart des cas ou sont rectangulaires. Le seul poteau rond est celui du puits de gravité (PM15). Les voiles verticaux intérieurs et les murs inclinés qui composent la façade ont des épaisseurs de 200, 250 ou 300mm. Leurs ouvertures rectangulaires conséquentes ont été modélisées. Les poutres sont d'équarrissage moyen 600x700ht mm et la plupart sont localisées au sud du bloc.

Le bloc 4 compte cinq rampes dont les deux plus grandes ont une inclinaison de 8° environ et épaisseur 200 mm sont situées à chaque côté fleuve (Rhône et Saône). Le bloc compte aussi 4 escaliers et 1 cage d'ascenseur.

II.2. PARAMETRES CONSIDERES

II.2.1 Réglementation

Les règlements pour dimensionner l'ouvrage ne sont pas les Eurocodes et ses Documents d'Application Nationale parce que la période d'études a commencé en 2005 (remise de l'offre du groupement en avril de 2005) et les règles en vigueur à la date étaient les réglementations nationales. Dans le souci de ne pas mélanger les deux, le dimensionnement est fait selon les règles nationales ce qui n'interdit pas de faire appel aux Eurocodes dans le cas de problèmes non traités par les règlements nationaux.

II.2.2 Interaction Sol-Structure

L'analyse dynamique ou l'interaction sol-structure (ISS) n'a pas été considérée. La raison est simple, dans le cadre d'application des règles PS92, la ville de Lyon est en zone 0. Alors, il n'a pas été pris en compte par la précédente entreprise ni le sera pour la présente étude de renforcement.

II.2.3 Retrait et efforts thermiques

D'après le BAEL 99, dans la région des Alpes et du Massif Central il faut prendre en compte les effets du retrait et des variations de température si l'espacement entre joints de dilatation est supérieur à $L=35m$. Toutefois, les présents calculs de structure pour le renforcement des fondations ne prennent pas en compte ces effets car ils ont déjà été pris en compte dans les études de fondations. De plus, ils ne sont globalement pas affectés par les évolutions récentes du projet. Le retrait générant des efforts horizontaux, ne change pas les efforts verticaux pour le dimensionnement de ce Bloc 4. Conséquemment, n'est pas considéré pour la présente descente de charge.

Etant un bloc avec un grand contact avec le sol, les petits effets horizontaux sont compensés par la butée des terres.

II.2.4 Matériaux

Toute la structure est modélisée en matériau béton armé, classe B35, possédant les propriétés suivantes :

- Module d'Young : $E= 20\ 000\ \text{MPa}$ (il s'agit d'un module à moyen-terme)
- Densité : $2,5\ \text{t/m}^3$
- Résistance caractéristique à 28 jours= $f_{c28}= 35\ \text{MPa}$

II.2.5. Hypothèses de sol

Les hypothèses de sol retenues sont extraites du rapport géotechnique élaboré pour le projet initial par la société EEG SIMECSOL – TERRASOL. Les pieux sont ancrés dans les sables et graviers. La coupe retenue est résumée dans le tableau II.1
Source : Terrasol.

Tableau II.1

<i>Couches</i>	<i>Profondeur de la couche (m)</i>	<i>E (MPa)</i>	<i>pl (MPa)</i>	<i>Kp</i>	<i>q_s (kPa)</i>
Remblais	166.5 à 158.0 IGN69	5.8	0.4		0
Sables et graviers	158.0 à 141.5 IGN69	22	2.2	2.1 (He/R>13)	135
Molasse	141.5 IGN69 à plus				

Charges du Sol : les Frottements négatifs

Si un pieu reste immobile, le sol autour de lui a tendance à tasser. Alors, des actions parasites apparaissent le long du fût des pieux : le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu. Cet effet est typique de sols compressibles et remblais récents non stabilisés. D'un côté, sa valeur est directement proportionnelle à la hauteur de sol compressible et au diamètre du pieu mais de l'autre côté elle peut être réduite si les pieux sont chemisés. Si on a un ouvrage qui est très sensible aux déformations du sous-sol devrait être traité avec des techniques dérivées du compactage dynamique ou si l'on veut obtenir un sous-sol encore plus raide on peut utiliser le traitement par colonnes à module contrôlé (CMC), comme il a été fait effectivement pour la plupart du terrain sur lequel repose le Musée des Confluences.

Pour un pieu isolé, le frottement négatif a pour valeur maximale donnée par **EQ**

II.1

$$F_n = \pi \cdot D \left[\frac{1}{2} \gamma_1 h^2 K_1 \tan \phi'_1 + \left(\gamma_1 h H + \frac{1}{2} \gamma'_2 H^2 \right) K_2 \tan \phi'_2 \right] \quad [EQ II.1]$$

avec h épaisseur du remblai, H épaisseur du sol compressible, γ_1 poids spécifique humide du remblai, γ'_2 poids spécifique immergé du sol compressible, ϕ angle de frottement interne.

Les pieux du bloc 4 subissent un frottement négatif de $q_s = -10\text{kPa}$ sur la hauteur des remblais ce qui produit les efforts induits décrits sur le tableau ci-après. Pour les micropieux on négligera le frottement négatif car il serait très petit hors des zones traitées par CMC et les micropieux se trouvant dans les zones de grand frottement négatif seront enchemisés.

⇒ Pour voir la liste de valeurs pris en compte se référer à l'annexe [A1.4].

Cependant, sur la façade nord les remblais n'ont pas été traités par CMC et leur $q_s = -32\text{kPa}$, ce qui impacte certains pieux. Dans le cas où ces pieux nécessitent des micropieux. Dans le but d'éviter des charges additionnelles de frottement négatif, les micropieux seront munis de gaines métalliques sur la hauteur des remblais.

La combinaison de charges à l'ELS prenant en compte le frottement négatif est la suivante conformément aux annexes A et C du Fascicule 62, titre V du CCTG :

$$S = \text{Max} [\{G + Fn + 0.65 * Q\}, \{G+Q\}]$$

II.2.6. Chargements

Les chargements suivants ont été considérés pour le modèle du bloc 4:

Cas des charges

=► Pour voir la liste se référer à l'annexe [A1.1].

La structure du Cristal a été recalculée par Coyne et Bellier et il y a eu une reconsidération des réactions d'appui de cette structure sur le bloc 4 pour s'approcher le plus possible à la réalité et aux dernières modifications du projet. Les appuis du Cristal occasionnent des charges ponctuelles sur le bloc 4. Il existe deux types d'appui, un pour la charpente primaire (les valeurs plus grandes) et l'autre pour la secondaire. La charge plus importante est celle du puits de gravité, lorsque la structure Cristal descend de la toiture en forme de cône inversé comme on peut voir sur l'image de synthèse de la **Fig. II.5 Source** : CoopHimmelb[L]au.



Figure II.5 : Niveau supérieur du Bloc 4 du Socle.

Combinaisons de charges étudiées

=► Pour voir la liste se référer à l'annexe [A1.2].

II.2.7. Effets du vent et de la neige

Le vent ne sera pas pris en compte directement pour le Socle pour souci de simplification. Pour la même raison la neige ne sera non plus prise en compte. De toute manière le Socle étant mi-enterré, il n'est pas trop affectée directement par le vent ou la neige mais si indirectement : le Cristal s'appuie sur le Socle et lui transmet les charges de la neige et du vent.

PARTIE III : Modélisation

III.1. INTRODUCTION

Le chapitre précédent a servi à définir la structure avec laquelle on va travailler, les chargements qu'elle va subir et les paramètres que l'on tiendra en compte et vont caractériser la structure elle-même, les conditions extérieures qui vont la perturber et des simplifications pour passer de la réalité à un calcul et une analyse faisables. Dans ce chapitre on décrit la méthodologie suivie pour passer des plans de structure réalisés par l'ancien groupement d'entreprises au modèle informatique. Cette structure initiale a été dimensionnée avec des hypothèses différentes que l'on fait subir des efforts différents. Conséquemment, ce modèle initial devra être modifié pour être stable dans la réalité.

III.2. METHODOLOGIE

Nous avons procédé à une modélisation tridimensionnelle du bloc 4 sous le logiciel EFFEL 2009 fonctionnant sur la méthode des éléments finis.

1. Saisie de données géométriques à partir des plans structuraux et architecturaux de la phase exécution réalisés par l'ancien groupement d'entreprises.
2. Application des chargements : poids propre, permanents (cloisonnement non structurel, et alors non modélisé, inclus), d'exploitation, externes (frottement négatif, efforts exercés par les blocs voisins à travers des corbeaux, descente de charges du Cristal,...)
3. Définition des combinaisons des cas de charge.
4. Maillage. Il est effectué en quadrangles de dimension maximum 1.3x1.3 m
5. Lancement des calculs et obtention des résultats.

Le bâtiment est modélisé par des éléments filaires et des **éléments surfaciques**.

Ont été modélisés par des éléments surfaciques :

- Les planchers et rampes,
- Les murs inclinés en façade (dont certains garde-corps en béton)
- Les escaliers (avec l'épaisseur moyenne des volées marches incluses),
- Les voiles intérieurs,
- Les décrochées de planchers,

- Les poutres voiles, poutres crémaillères et poutres de grande hauteur présentant d'importantes réservations,
- Les linteaux de grande hauteur,
- Les chapiteaux en tête des poteaux,
- Les chevêtres et surépaisseurs de grande largeur.

Les autres structures ont été modélisées par des **éléments filaires** dont on peut voir une image tridimensionnelle dans la **Fig. III.1** Source : propre/COB

- Les poteaux,
- Les têtes des pieux,
- Les longrines
- Les poutres horizontales et inclinées (dont garde-corps et linteaux de faible hauteur),
- Les surépaisseurs de faible largeur.

Le dallage en plancher bas du niveau -02 n'est pas modélisé. Seule la zone de radier porté est modélisée en plancher bas du niveau -02.

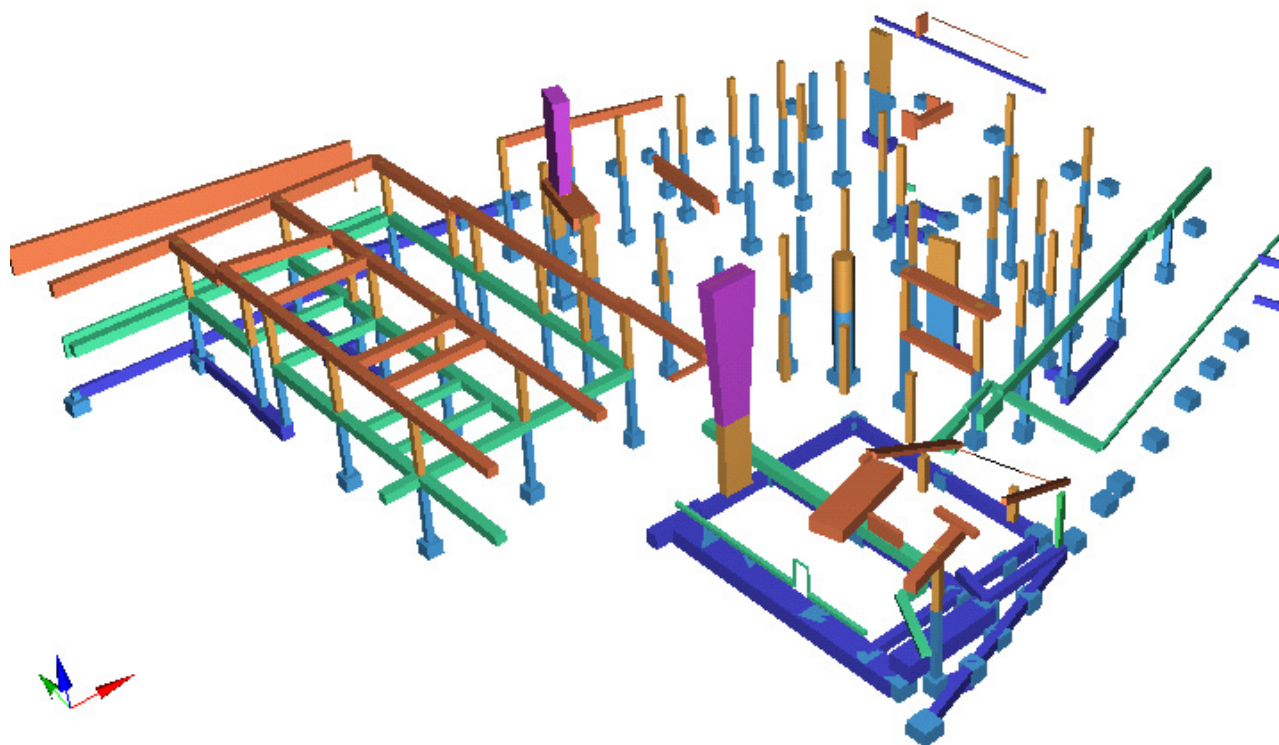


Figure III.1 : Les éléments filaires.

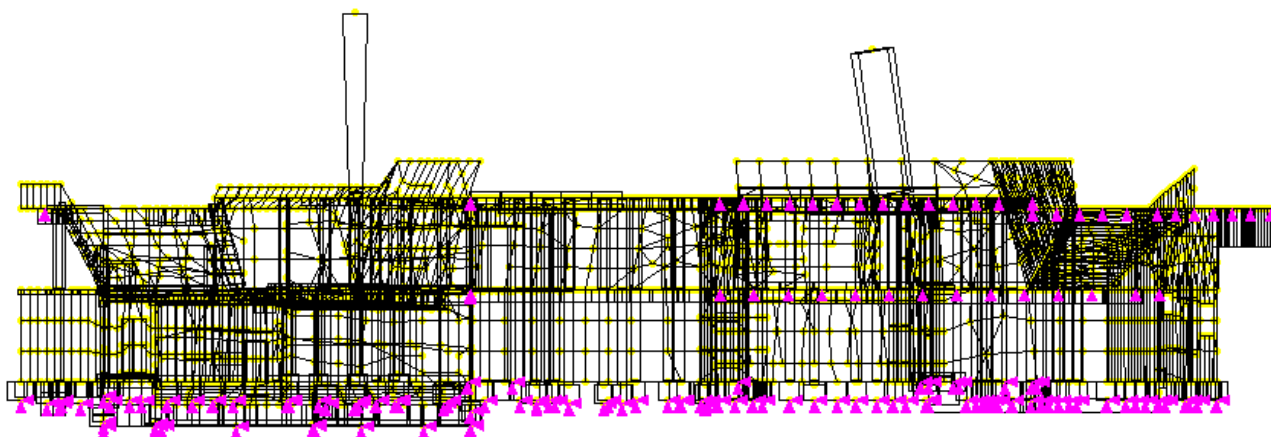


Figure III 2: Vue en profil du modèle maillé.

Sur la **Fig. III.2 Source** propre/COB, les triangles roses sont les appuis ponctuels, qui se trouvent sur 3 niveaux. Les deux premiers sont les corbeaux. Les raideurs horizontales sont petites. Les charges horizontales sont pareillement petites et sont provoquées notamment par la descente de charge du Cristal.

Astuces pour rendre le modèle plus réaliste tout en restant exploitable

Lors de la modélisation de la structure on se trouve dans des cas pour lesquels il devient impossible de dessiner sur l'ordinateur les structures tel qu'elles sont dans la réalité. Mais il est exigé que le modèle se comporte comme l'originale. Le maillage est fait dans la plupart de la structure de façon automatique par le logiciel mais pour ce faire il faut d'abord placer les nœuds de manière à aider et prévoir un maillage acceptable. Tous les éléments sont obligatoirement reliés par des nœuds et ils ne peuvent pas être placés trop proches, sinon des petits éléments élancés seraient créés et ils perturberaient les résultats du calcul aux MEF.

La situation typique est la modélisation des dalles avec des poteaux. On a considéré la hauteur sous dalle comme niveau auquel on dessine les nœuds du surfacique avec l'épaisseur correspondante. La fibre moyenne est définie par ces nœuds. Ainsi, le poteau qui relie les deux dalles est déterminé par sa fibre moyenne dessinée entre deux nœuds appartenant à chaque surfacique et sa longueur n'est pas forcément la même que la réelle. Il faut tenir compte que l'on a généré une superposition d'épaisseurs, donc de masses (surcharge de poids propre) qui perturberait la descente de charges. Cela, ainsi que d'autres situations, peut être corrigé avec des astuces du logiciel comme l'imposition de caractéristiques de section différente.

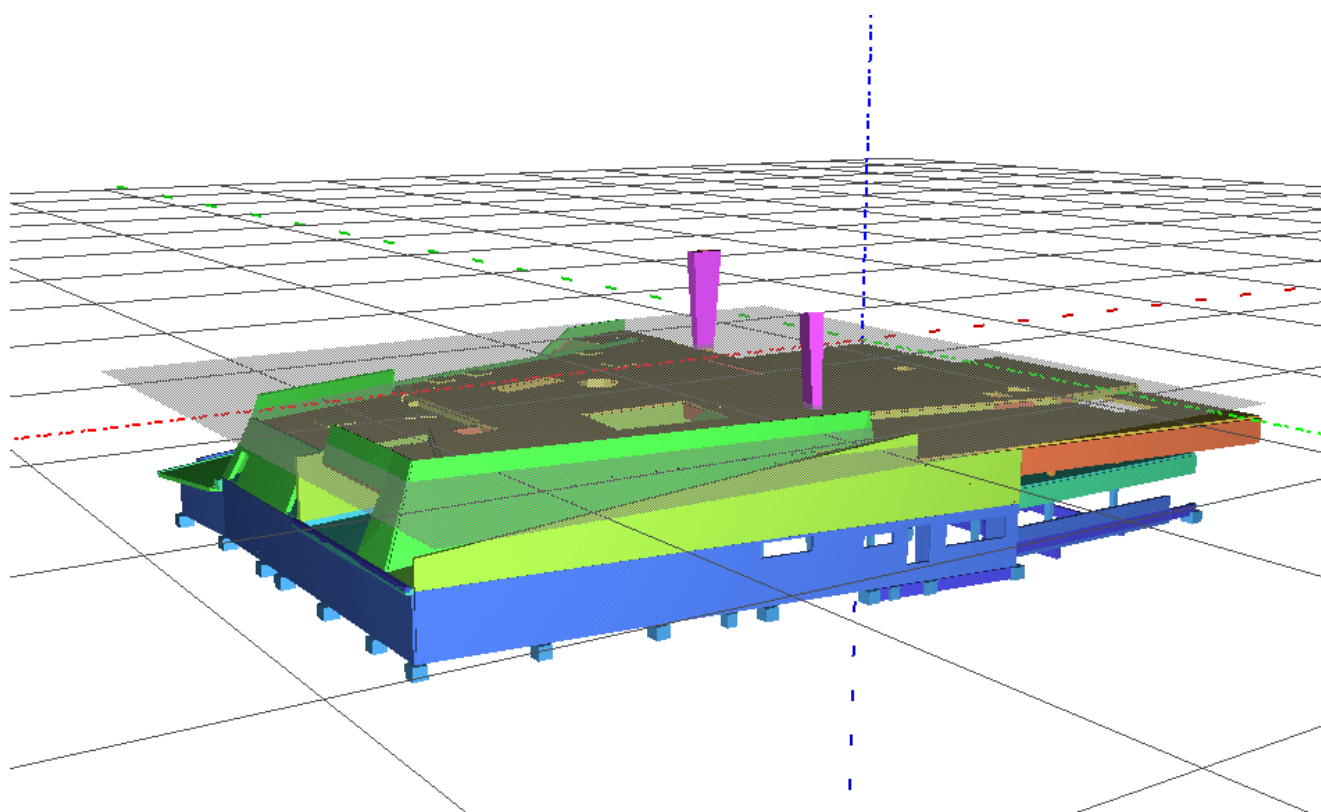


Figure III.3 : Vue du modèle.

Dans le cas où il existe un chapiteau entre le poteau et la dalle on n'a pas créé trois nœuds très proches mais on a modélisé le chapiteau comme une surépaisseur de la dalle.

Si un poteau côtoie un mur, une face du poteau lui est collée. On imposera, alors, que la fibre qui relie les 2 nœuds pour définir l'élément filaire fasse partie du mur. On indiquera au logiciel que cette fibre-ci est la fibre moyenne de la face du poteau et qu'elle n'est pas celle du prisme. Agissant de la sorte on aura l'épaisseur définie vers l'extérieur du mur. Un exemple plus particulier est la modélisation du poteau monumental PM13 : Sa section est variable et sa fibre moyenne n'appartient jamais au plan d'un surfacique, et en plus elle varie de position selon la hauteur. Il repose à sa base sur un voile. Pour ce cas on a défini plusieurs filaires verticales assemblées par des filaires horizontales fictives de rigidité infinie et masse nulle, de manière que certains filaires verticales partagent des nœuds avec le surfacique du voile porteur.

Le modèle fini vu depuis le Nord-est avec le niveau cote verticale 0 en gris apparaît sur la **Fig. III.3** Source : propre/COB

III.3. CONCLUSIONS INTERMÉDIAIRES

Finalement on dispose d'un modèle de 1697 nœuds et 21 groupes d'éléments structuraux dont : 453 filaires (réunis en 8 groupes), 1334 surfaciques (réunis en 10 groupes) et 162 appuis ponctuels (réunis en 3 groupes). On le voit sur la **Fig. III.4** Source : propre/ COB.

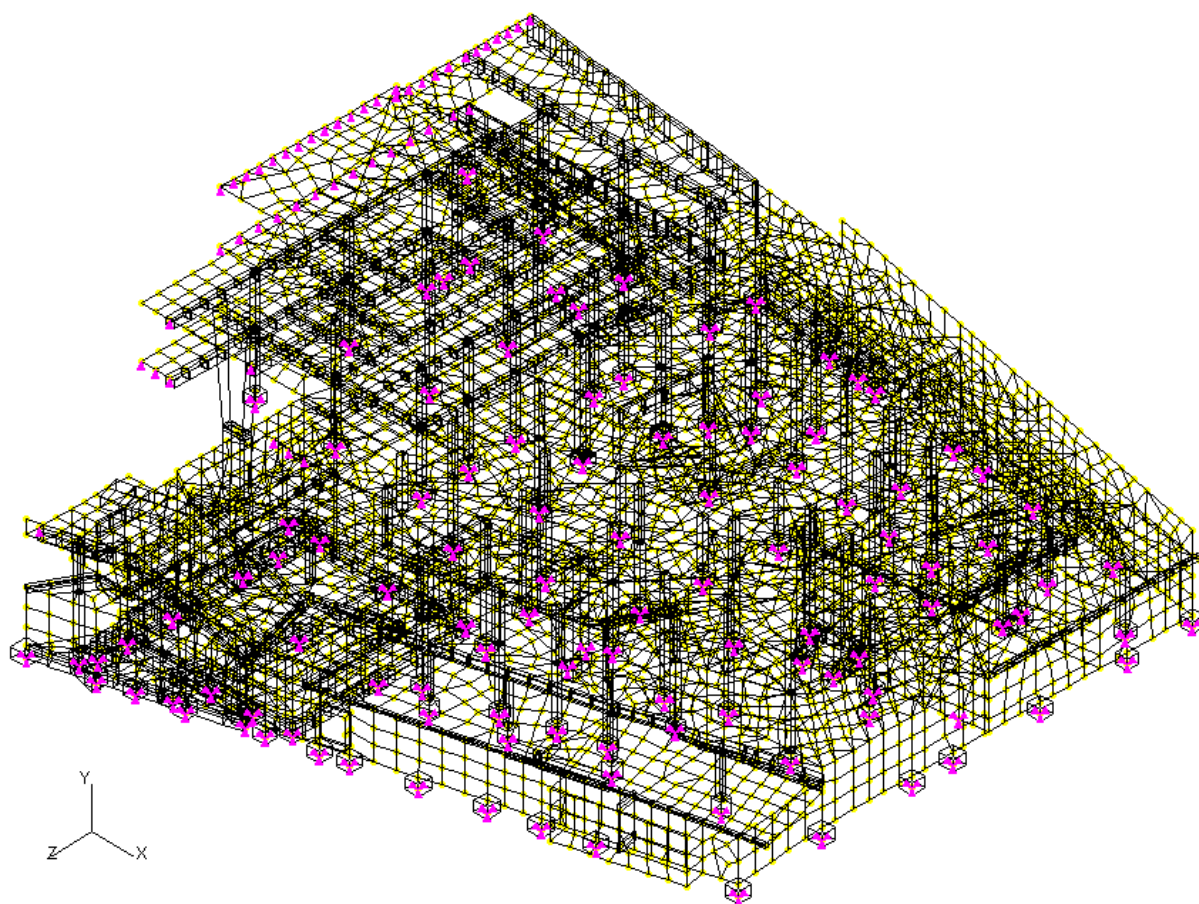


Figure III.4 : Vue du modèle maillé.

Les couleurs identifient les éléments qui font partie du même groupe, voir **Fig. III.5 Source** : propre/COB, très utile pour l'analyse. La structure (sans pieux) en-dessous du niveau -02 et jusqu'à -10.25m incluant voiles de la façade inférieurs, radier, longrines et têtes des pieux sont les éléments qui seront directement renforcés, voir **Fig. III.6 Source** : propre/COB.

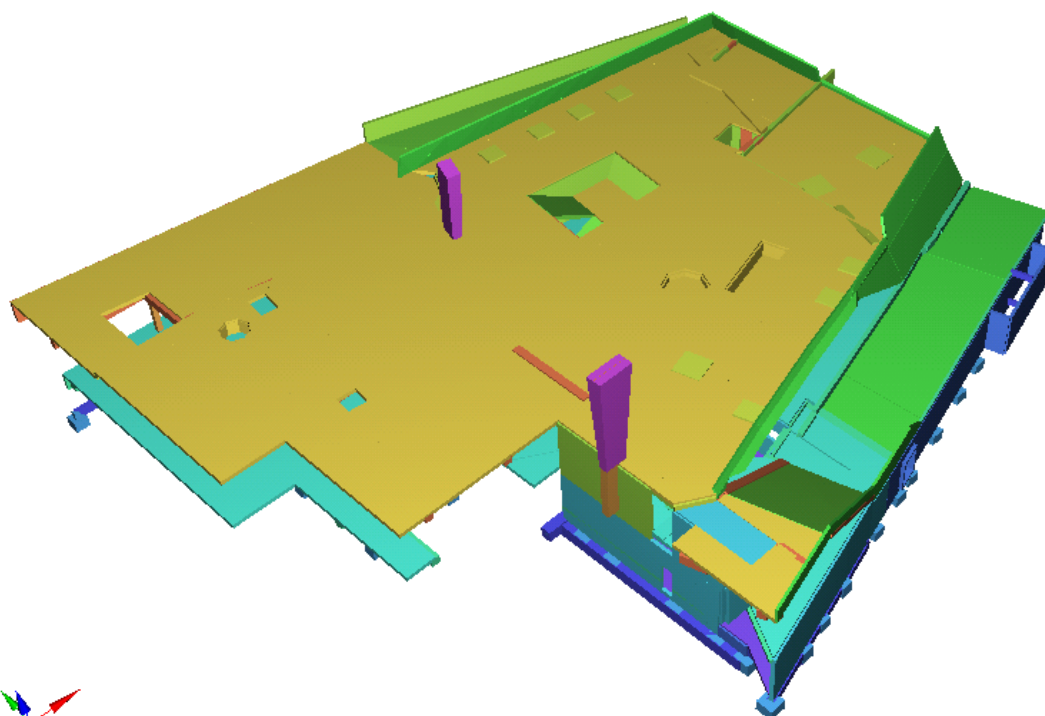


Figure III.5 : Vue tridimensionnelle du modèle depuis le Sud

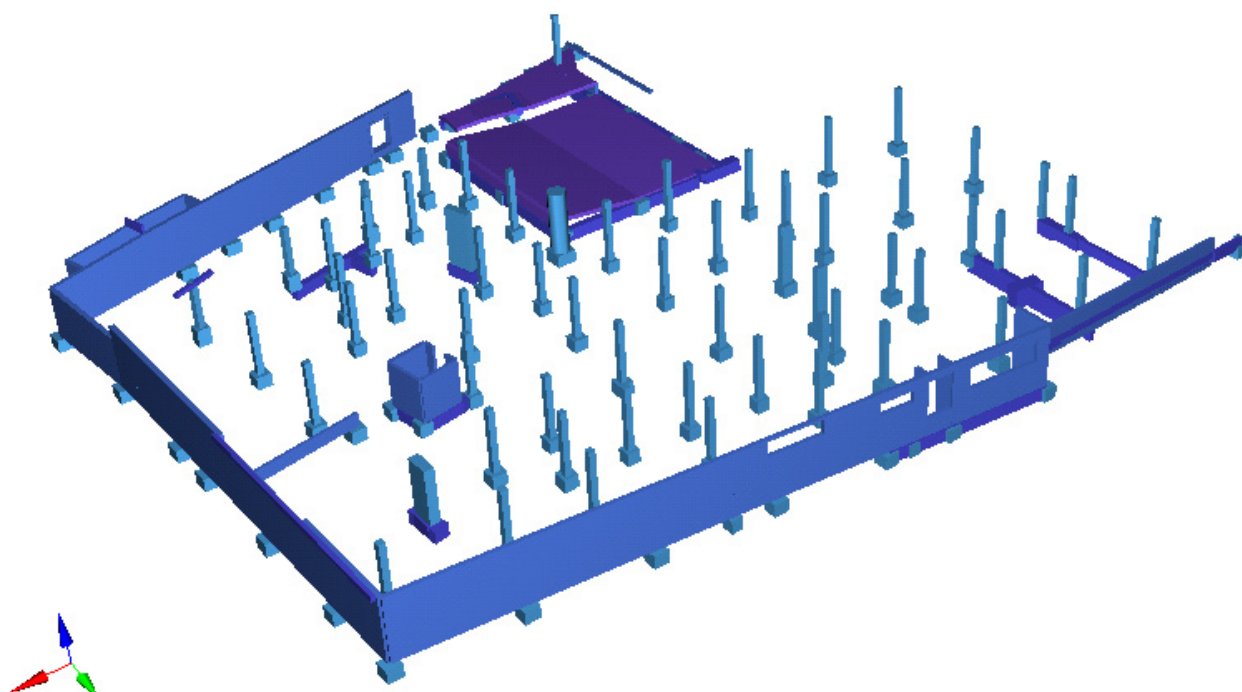


Figure III.6 : Vue 3D de la structure en-dessous du niveau -02 et jusqu'à -10.25m.

PARTIE IV : Renforcement des fondations

IV.1. INTRODUCTION

Le chapitre précédent est fini avec l'obtention du modèle de la structure dans le logiciel Effel et les charges et hypothèses appliquées et définies. Maintenant, on obtient les résultats des calculs qui vont être analysés et ceux qui vont être utiles vont servir à proposer des renforts des fondations.

Le point de départ pour les calculs de la nouvelle descente de charges est les fondations déjà exécutées et les études de descente de charges menées par l'ancienne entreprise. Cela devient une contrainte. On ne modifiera pas les pieux et longrines construites mais on les vérifie et on en propose de nouveaux pour les compléter en cas de sous capacité.

Ce chapitre est divisé en 3 grandes parties. La première présente la méthodologie suivie pour proposer les renforts. Elle est itérative. Comment passer d'une itération (solution intermédiaire « i ») à l'autre (solution intermédiaire « i+1 ») est décrit dans la deuxième partie, appelée « Approche théorique ». La troisième partie montre la méthodologie suivie pour renforcer chaque partie de la structure. Elle est basée sur l'approche théorique.

IV.2. METHODOLOGIE

Pour la descente de charges, les combinaisons étudiées sont à l'ELS. On considère ceci puisque les charges à l'ELU ne sont pas dimensionnantes car le rapport $F_z\text{ELU} / F_z\text{ELS}$ est inférieur à 1.5 alors que le rapport entre les coefficients de sécurité ELU / ELS en portance est de 1.5. Les pieux sont vérifiés vis-à-vis l'enveloppe des descentes de charges sous les combinaisons ELS suivantes $S = \{G + Q + 1,1 \cdot Ch\ \text{Cristal}\}$ et $S = \{G + 0,65 \cdot Q + F_{nd} + 1,1 \cdot Ch\ \text{Cristal}\}$ où F_{nd} est le frottement négatif. Cette dernière combinaison est conforme à l'annexe A et C du fascicule 62 titre V.

Faisant la comparaison entre les deux descentes de charges, la seconde combinaison est la plus défavorable et alors est celle que l'on va considérer pour le renforcement des pieux. Par mesure conservatrice, les descentes de charges du Cristal ont été majorées du 10% pour la vérification des fondations.

IV.2.1. Méthode itératif

Pour obtenir la solution de renforts optimale, le principe est simple et itératif: D'abord, en partant d'une descente de charges avec certains paramètres, on définit une approche plus réaliste et on fait la comparaison entre les deux. D'un autre côté on calcule les capacités portantes des pieux. Lorsqu'on a un dispose d'un modèle suffisamment affiné, on confronte la descente de charges avec la résistance des fondations. Arrivés à ce

point on repère les écarts d'efforts et on commence avec la 1^{ère} itération de nouveaux pieux et micropieux. Cette-ci donnera lieu à une nouvelle descente de charges qui peut donner encore des surcharges sur certains pieux. Et ainsi de suite jusqu'à arriver à la configuration acceptable vis-à-vis des capacités et surcharges. On ne peut pas modifier les pieux puisqu'ils sont déjà exécutés, on pourra seulement en ajouter.

La démarche suivie pour renforcer la structure a été résumée en 10 points.

1^{er}) Prendre en compte les remarques et réserves émises, notamment par le bureau de contrôle sur les fondations qui ont commencé à se construire par rapport à la descente de charges réalisée par l'ancien groupement d'entreprises.

2^{ème}) Réaliser le modèle informatique pour calculer la nouvelle descente de charges sur appuis rigides encastres.

3^{ème}) Modifier le modèle informatique pour tenir compte de la raideur des appuis.

4^{ème}) Voir les différences entre les deux modèles. Est plus réaliste de considérer la raideur.

5^{ème}) Repérer les pieux qui subissent une différence de charge de +/-10% par rapport à la descente de charges de l'ancien groupement d'entreprises.

6^{ème}) Calculer la capacité portante des pieux. Repérer les zones plus surchargées.

7^{ème}) Proposer une configuration d'addition de nouveaux pieux pour soulager les surchargés

8^{ème}) Relancer le calcul de la nouvelle descente de charges avec les nouvelles raideurs des fondations renforcés. Repérer les pieux surchargés.

9^{ème}) Proposer une nouvelle configuration (2^{ème} itération) de nouveaux pieux et agir comme avant. Proposer le renforcement avec micropieux pour les pieux qui ne peuvent pas être déchargés avec d'autres pieux.

10^{ème}) Continuer les itérations (4 ou 5) jusqu'à obtenir la configuration où tous les pieux (existants et nouveaux) et micropieux subissent une charge inférieure à leur capacité.

Finies et approuvées les études, leur construction se réalisera selon les principes de la **Fig. IV.1 Source** : Franki Fondations.

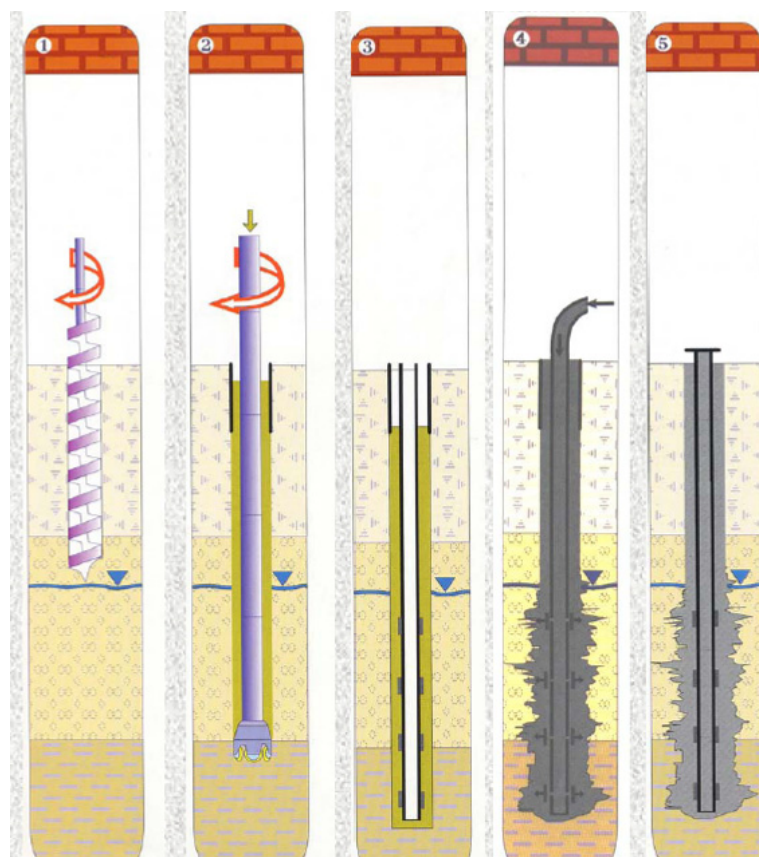
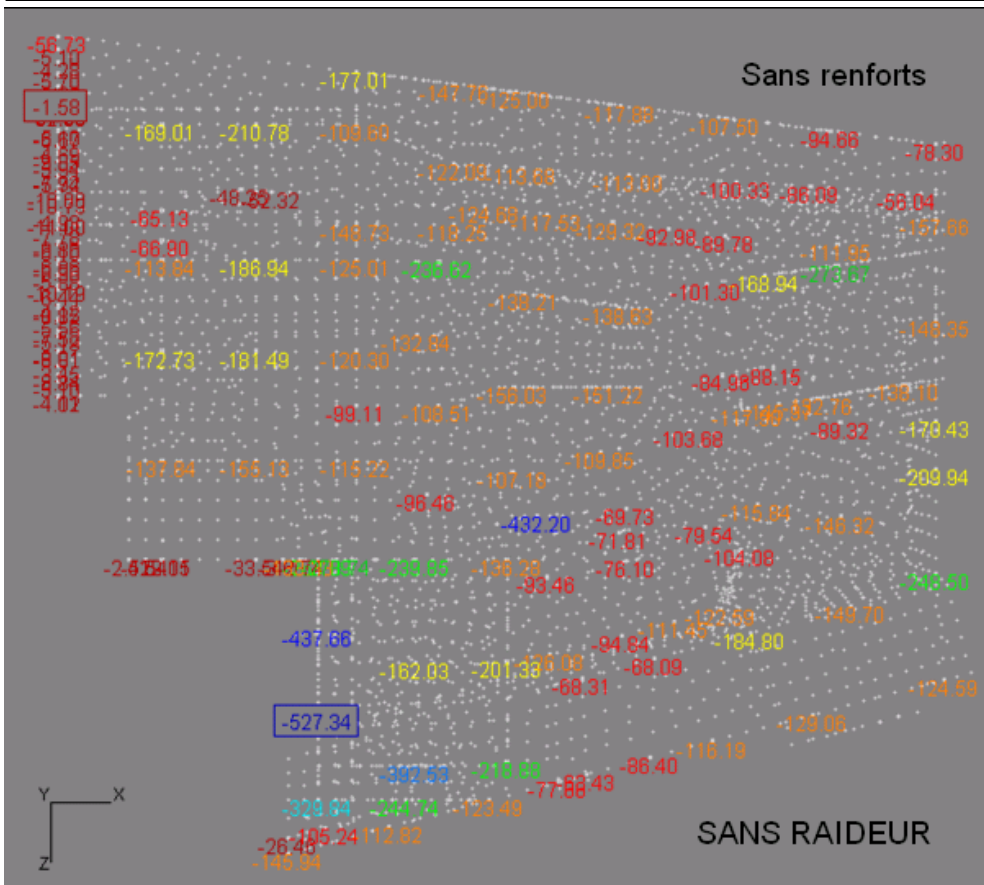
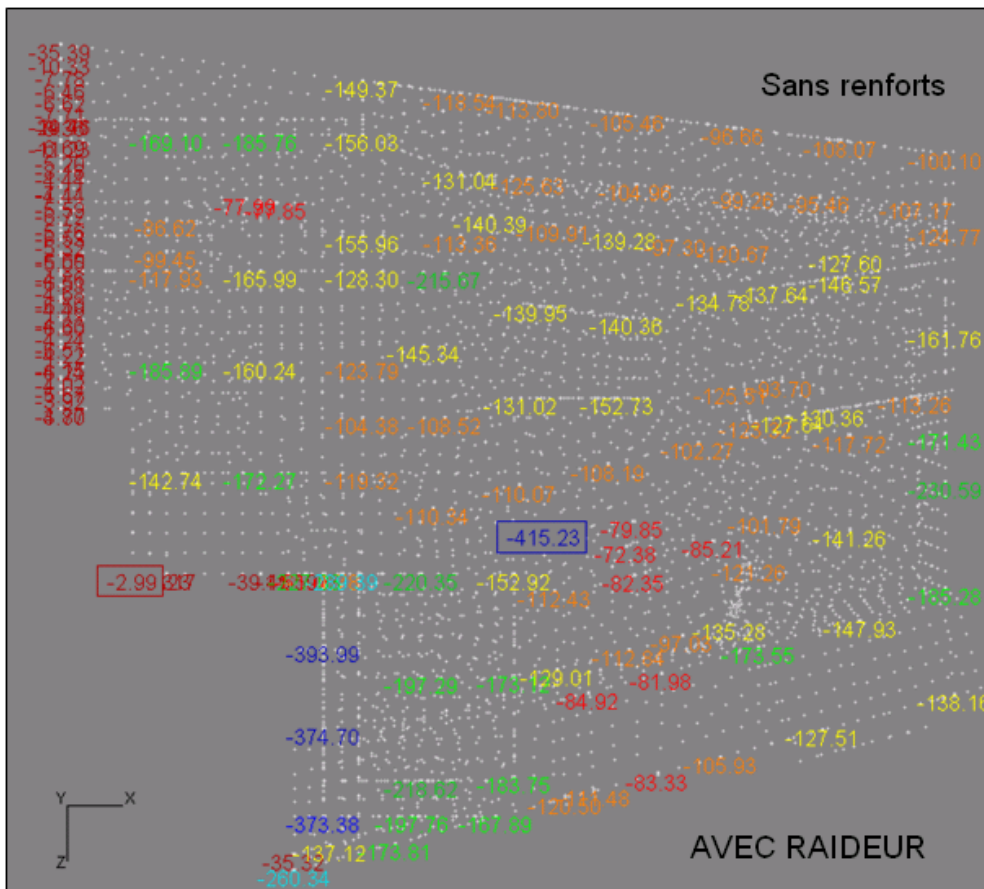


Figure IV.1 : Construction un micropieu de diamètre < 250mm.

Les poteaux plus raides attirent la descente de charge vers eux : **Fig. IV 2&3.**

Source : propre



IV.2.2 L'Approche théorique

L'approche théorique qui sera décrit par la suite est la base de la logique des itérations

Problématique

Lors du choix du renforcement on se base sur certains principes pour proposer une configuration au lieu d'une autre. Les itérations faites visent à prévoir la diffusion des charges à travers les éléments structuraux pour soulager ceux qui ne résistent pas et optimiser les capacités des éléments déjà construits. Une façon de faire cela consiste à créer des nouveaux pieux sous le socle. La partie du socle reposant sur les pieux compte avec les structures suivantes : murs, voiles, portiques et longrines.

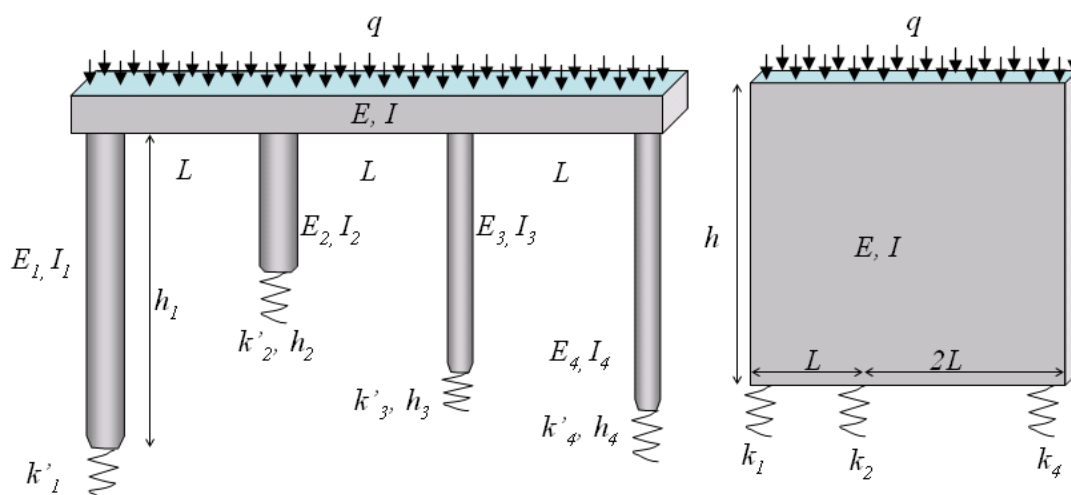


Figure IV.4 : Parties isolées de la structure

Pour étudier son comportement théoriquement on étudiera des parties isolées de cette-ci que l'on voit sur la **Fig. IV.4 Source** : propre.

L'objectif est de savoir comment se transférerait aux appuis une charge répartie (uniformément pour simplifier le problème). Evidemment, s'il y a une charge ponctuelle au dessus d'un appui la plupart de la descente de charges se fera à travers de celui-ci.

Pour souci de simplification, les distances entre appuis seront égales pour une structure de 3 travées et pour 2 ou 1 travées la charge restera toujours répartie sur $3 \cdot L$, même si on décide à ne pas avoir un appui en extrémité.

Dans une situation idéale où tous les pieux sont les mêmes (raideurs k égales) on a facilement à notre disposition des tableaux de résultats. Cependant, lors de nos itérations on se trouve pour la plupart de cas dans des longrines ou murs reposant sur des pieux différents. Comment choisir le type de nouveau pieu pour renforcer en fonction des existants ? Combien de nouveaux pieux sont nécessaires ? Ils doivent être placés à quel côté par rapport à l'existant ? A quelle distance serait-il mieux de les placer ? On peut mieux distribuer les efforts en créant une nouvelle longrine ? Quelles dimensions doit-elle avoir ? Quelles avantages apporterait-il de créer un nouveau pieu sous un voile ?

Résolution analytique

En réalité, lesdites structures peuvent être homogénéisées, on considèrera 1 seul problème avec les données suivantes :

- Raideur de l'appui « i » = $k_i = k'_i + (E_i \cdot I_i) / h_i$ (caractéristiques des poteaux) [EQ IV.1]

- Charge uniformément répartie = $p = q$ (transformée en charge linéaire) + poids poutre (ou mur). Le poids des poteaux soit il est négligé soit il est considéré comme une charge uniformément répartie.

- $E = E$; $I = I$, $L = L$; $k_i = k_i$ [EQ IV.2]

- La direction verticale est la seule considérée pour un souci de simplification car les 2 directions horizontales ne seraient guère visibles au résultat final.

Les données du problème sont les éléments qu'on utilisera pour étudier le comportement de la structure :

- p : Charge appliquée uniformément distribuée + Poids propre
- I : Géométrie de la poutre/mur
- E : Caractéristique élastique du matériau
- L : Longueur des travées (3 égales, 2 travées une le double de l'autre ou 1 seule)
- k : Raideur des appuis

On aboutit à une poutre sur 4 appuis élastiques ponctuels, voir **Fig. IV.5 Source** : propre

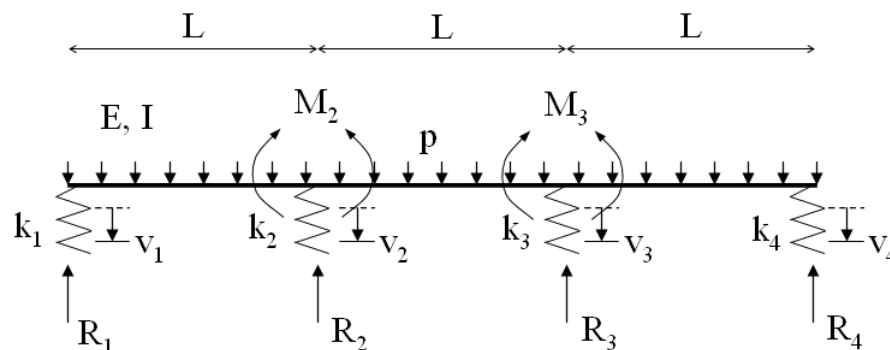


Figure IV.5 : Schéma de la poutre

Où les moments M_2 et M_3 sont dus aux dénivellations d'appui sur une poutre non chargée. Les dénivellations (v_i) sont comptées positivement vers le haut. La relation dite « des 3 moments » est appliquée pour chaque M_i :

$$b_i M_{i-1} + (a_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = \frac{v_{i+1} - v_i}{L_{i+1}} - \frac{v_i - v_{i-1}}{L_i}; a_i = 2b_i = \frac{L_i}{3EI} \quad [EQ IV.3]$$

Et on trouve M_2 et M_3 en fonction des descentes v_i

Les réactions d'appui dues aux dénivelllements d'appui seront pour une poutre Non Chargée :

$$R_i^{NC} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} + \frac{M_{i-1} - M_i}{L_i} \quad [EQ IV.4]$$

Les réactions finales sont $R_i = R_i^{NC} + R_i^C$, ces dernières étant les réactions qu'exerceraient les appuis si la poutre était chargée et articulée au droit de chaque appui, à savoir pour une poutre de 3 travées égales :

$$R_1^C = 0,4 * p * L ; R_2^C = 1,1 * p * L ; R_3^C = 1,1 * p * L ; R_4^C = 0,4 * p * L \quad [EQ IV.5]$$

On arrive à un système de matrice symétrique et inversable de 4 équations du type $R = R(v_i)$ et 4 inconnues : les 4 descentes d'appui (v_i). La **Fig IV.6 Source** : propre, est la matrice de comportement qui relie la raideur aux dénivellements.

$$\begin{pmatrix} \frac{8EI}{5L^3} + k_1 & \frac{-18EI}{5L^3} & \frac{12EI}{5L^3} & \frac{-2EI}{5L^3} \\ \frac{-18EI}{5L^3} & \frac{48EI}{5L^3} + k_2 & \frac{-42EI}{5L^3} & \frac{12EI}{5L^3} \\ \frac{12EI}{5L^3} & \frac{-42EI}{5L^3} & \frac{48EI}{5L^3} + k_3 & \frac{-18EI}{5L^3} \\ \frac{-2EI}{5L^3} & \frac{12EI}{5L^3} & \frac{-18EI}{5L^3} & \frac{8EI}{5L^3} + k_4 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0,4pL \\ -1,1pL \\ -1,1pL \\ -0,4pL \end{pmatrix}$$

Figure IV.6 : Matrice de comportement.

De par une autre voie, la résolution du système nous donne aussi les valeurs des réactions d'appui selon la formule $R_i = -k_i v_i$ [EQ IV.6]

Analyse des résultats

Le problème résolu analytiquement donne des résultats presque identiques au même exercice résolu avec le logiciel de MEF. Pour les cas étudiés, les seules différences sont de 0,4mm maximum (pour des raideurs courantes et de 4mm pour des raideurs presque nulles), ce qui est négligeable surtout parce que les différences majeures se trouvent pour des cas non réalistes (hauteur de poutre trop faible, charge appliquée de valeurs démesurément élevées). Par rapport aux calculs en MEF, généralement les valeurs du calcul analytique indiquent des dénivellements relatifs plus faibles entre extrémité et intérieur, sous-estimant les descentes des extrémités et surestimant les descentes du centre. Ceci est peut être dû à ne pas avoir pris en compte les effets du cisaillement.

L'utilité de ce système analytique est de montrer la logique du logiciel pour varier ses résultats à chaque itération et montrer les degrés de participation des données du problème. On verra cela en les modifiant, et ceci est beaucoup plus rapide maintenant que l'on a le système analytique avec Excel au lieu de modéliser et calculer aux MEF. Une feuille de calcul a été établie qui pourra être utilisée par les ingénieurs. Ceci fait gagner du temps puisqu'on n'a plus besoin de modéliser et faire tourner les calculs sur le logiciel de MEF pour prévoir rapidement le comportement d'une poutre. Des figures suivantes on extrait les conclusions ci-dessous. La structure se comporte comme l'on avait prévu :

- Relation directe entre l'augmentation de charge appliquée et la descente d'appuis.

- La descente d'appuis est augmentée quand la longueur des travées l'est aussi.
- La descente d'appuis est augmentée quand la raideur des appuis l'est aussi.
- La descente d'appuis d'un mur est similaire pour les extrémités et les appuis intérieurs. Contrairement, les poutres (inertie mineure) ont un décalage plus important entre les déplacements des appuis d'extrémité et ceux de la partie centrale.
- Les différences de ce dernier point sont plus visibles pour des raideurs basses. Ainsi, les déformations d'une même poutre seront plus importantes (avec les efforts de cisaillement conséquents) pour un appui de faible raideur (cas extrême : absence d'appui) que pour un appui assez rigide.

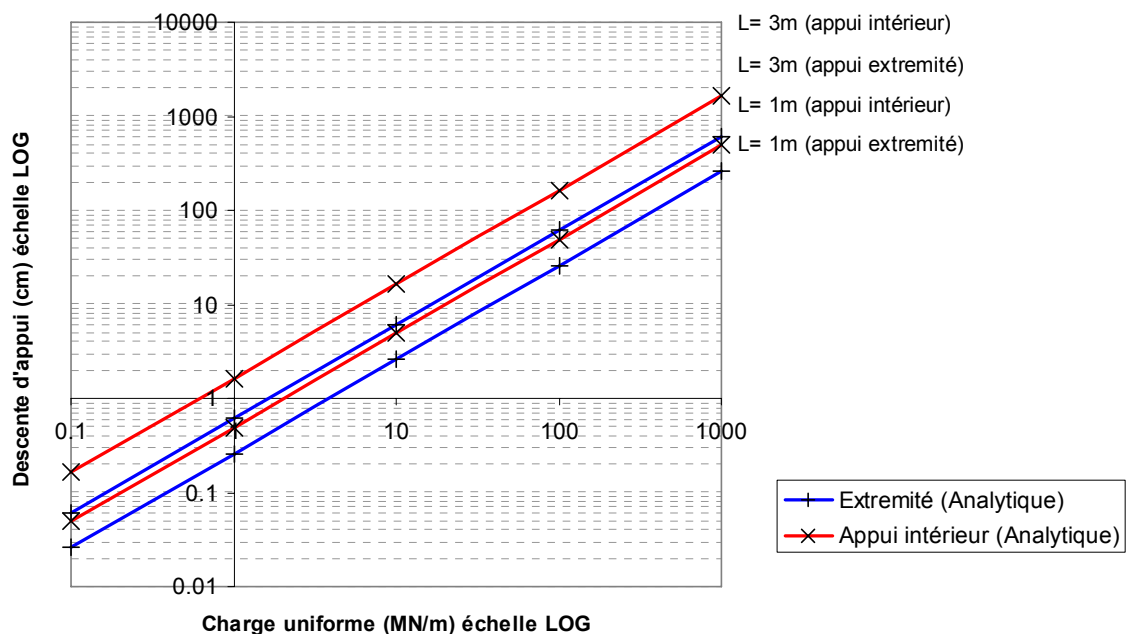


Figure IV.7 : Evolution de la charge et la longueur des travées.

La **Fig. IV.7 Source** : propre, correspond à une poutre de 0,40x0,40m en béton qui subit une charge uniforme+ poids propre variable (à partir de 10MN/m est trop élevée pour la plupart des projets), sur 4 appuis de raideur $k=200\text{MN/m}$ (correspond à un pieu de Ø820mm, un des plus grands du projet).

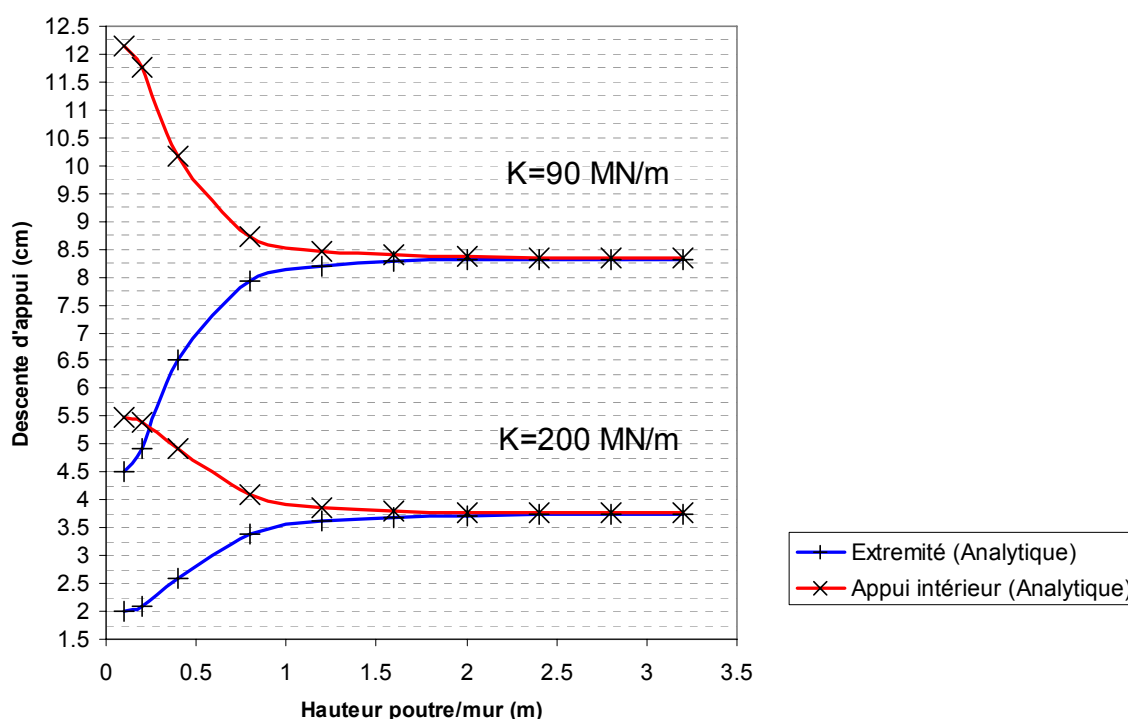


Figure IV.8 : Evolution de l'inertie et la raideur.

La **Fig IV.8 Source** : propre, correspond à une poutre de largeur 0,40m et hauteur variable en béton qui subit une charge uniforme+poids propre=10MN/m (trop élevée pour la plupart des projets mais nous permet d'obtenir des résultats plus visibles), sur 4 appuis de raideur $k=200\text{MN/m}$ (correspond à un pieu de $\text{Ø}820\text{mm}$, un des plus grands du projet) ou $k=90\text{MN/m}$ (pieu de $\text{Ø}420\text{mm}$, le plus petit du projet sans compter les micropieux). Les 3 travées sont de longueur $L=1\text{m}$.

Cependant, on ne peut pas affirmer que les hypothèses prises soient correctes pour des poutres de hauteur de plus d'1m. Ils sont des murs et la répartition des efforts sera différente. On va faire le rapport entre les deux cas : poutre et mur, à l'aide du logiciel de MEF. La poutre est modélisée en tant que filaire et le mur en tant que surfacique avec maillage de $0,2 \times 0,2\text{ m}$.

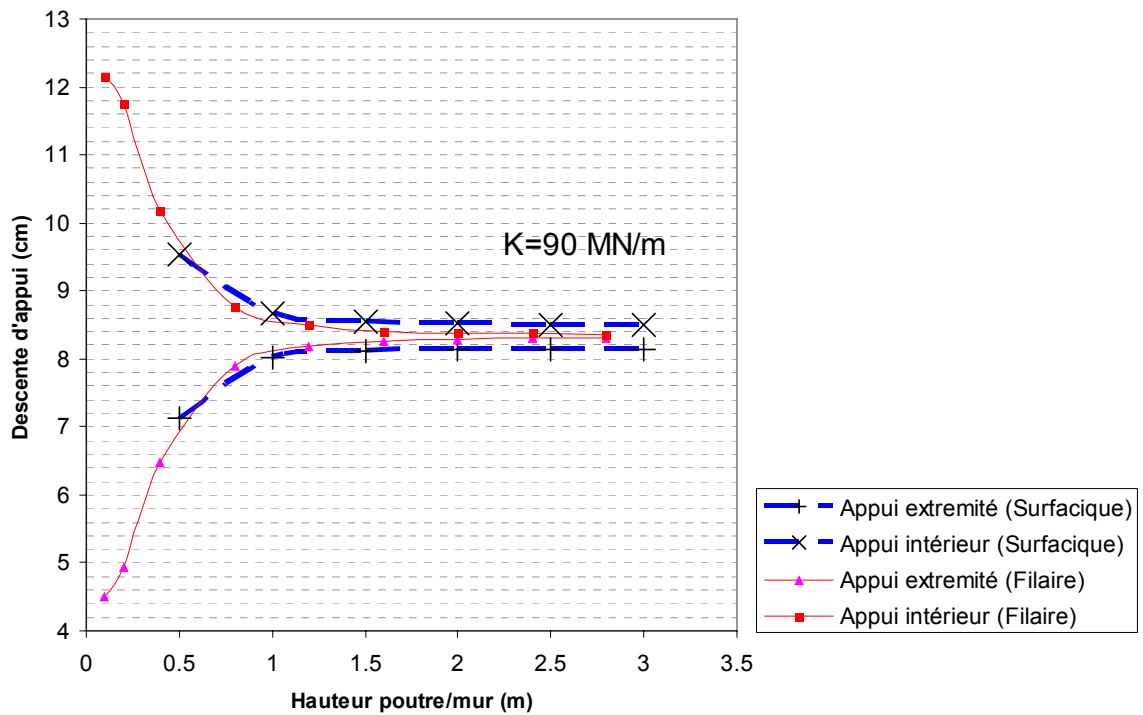


Figure IV.9 : Comparaison entre le comportement d'un filaire et d'un surfacique.

Sur la **Fig IV.9 Source** : propre, on analyse le comportement d'un filaire et un surfacique pour faire la comparaison de leur comportement. Les deux sont chargés de 10MN/m, travées d'1m, élasticité du béton. On observe que les valeurs de la poutre en MEF et en analyse analytique sont les mêmes.

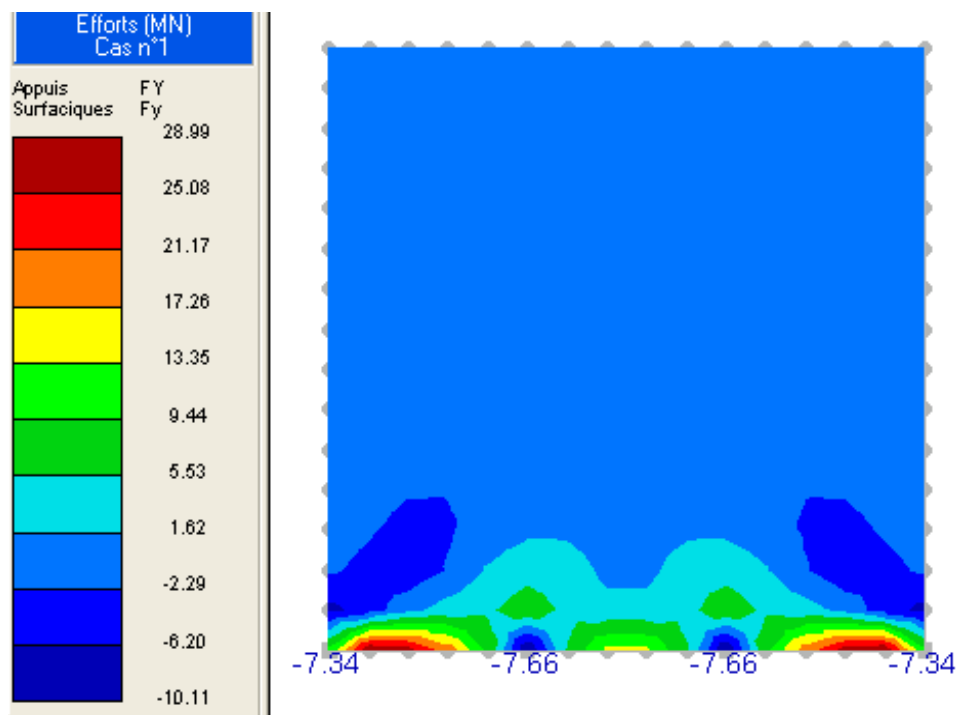


Figure IV.10 : Efforts verticaux sur un mur de 3m.

Sur la **Fig. IV.10 Source** : propre, on voit la répartition des efforts verticaux sur un mur de 3m. En rouge, les tractions. Sur la **Fig. IV.11 Source** : propre, on voit la répartition des efforts verticaux dans une poutre de 0,5m d'hauteur modélisée comme un surfacique.

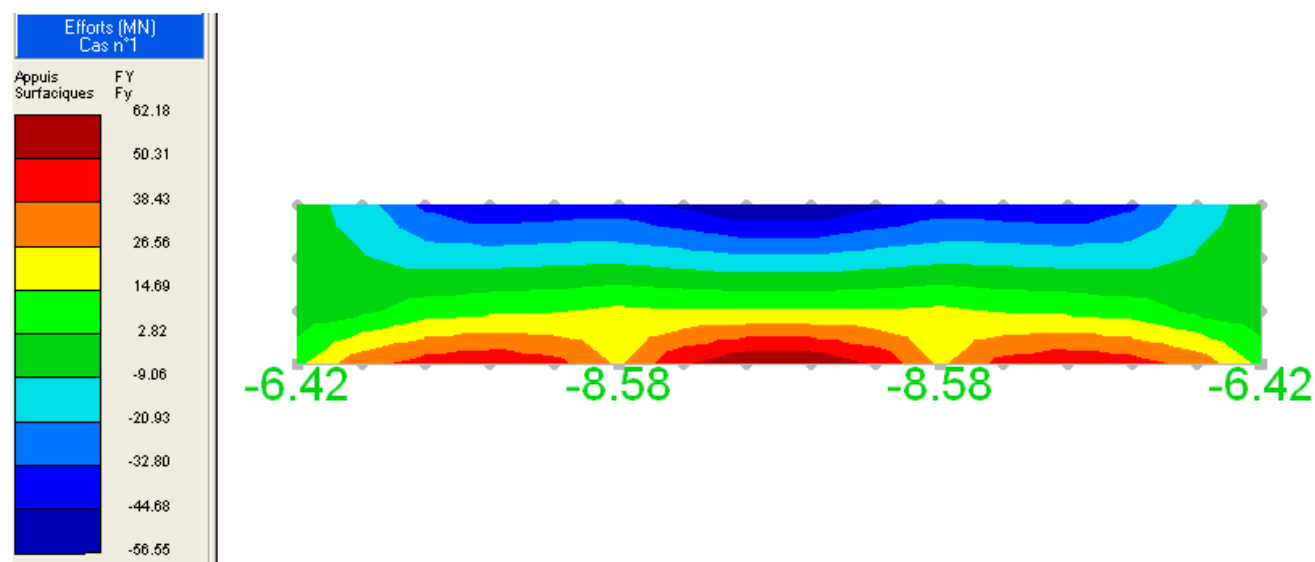


Figure IV.11 : Efforts verticaux dans une poutre de 0,5m.

Comme on voit sur la figure IV.11, le comportement est plus similaire à un filaire (en rouge foncé les tractions) et les résultats sont presque les mêmes, comme on a vu sur le graphique antérieur.

L'exercice suivante est fait avec une longrine réaliste (0,40x1,20h mètres, $p=10MN$, $L=1,5m$) pour voir plus clairement les différences. Les résultats sont assimilables au cas d'un mur. On rappelle que la raideur des pieux à caractéristiques égales est directement proportionnelle à leur capacité portante et diamètre.

D'après ces dernières figures ainsi que de la **Fig. IV.12 Source** : propre, on conclut que :

- Pour un voile/longrine reposant sur un pieu existant. Si on le renforce avec un nouveau pieu mais il reste une partie en porte-à-faux, le nouveau prendra toujours sensiblement la même charge indépendamment de sa raideur ou capacité. On choisira son diamètre selon cette charge et on ne pourra jamais décharger plus que cela le pieu existant.
- Pour un voile/longrine reposant sur deux pieux égaux existants et un côté en porte-à-faux : Le résultat est indépendant des longueurs. Si on veut renforcer avec un nouveau pieu à l'extrémité du porte-à-faux :
 - Pour un pieux nouveau plus raide que les existants, le nouveau a tendance à décharger l'existant le plus proche jusqu'à que les deux subissent la même charge. Contrairement, l'autre pieu existant a tendance à être le plus chargé

des trois. La meilleure solution est de choisir un nouveau pieu de raideur égale aux deux existants et le placer à côté du pieu le plus surchargé. Comme il ne sera pas autant chargé que les existants, on aura besoin de moins de capacité portante, on pourra le construire moins long en profondeur.

- Le plus comportements cités ci-dessus sont plus visibles dans les cas des pieux peu raides.

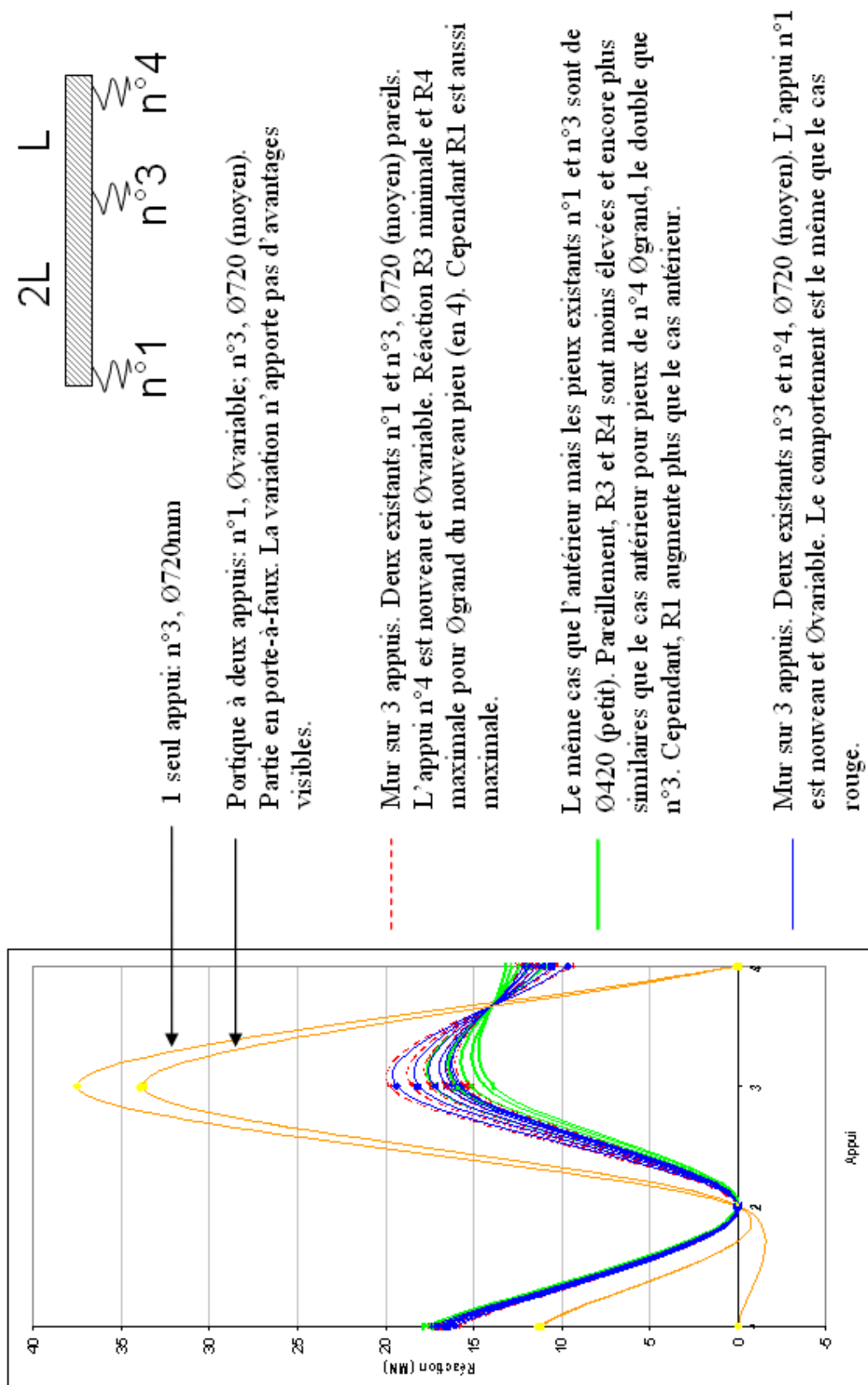


Figure IV.12 : Evolution des types d'appui.

Scope du système analytique

On a vu antérieurement que le comportement d'un mur n'est pas le même que pour une poutre, alors la solution analytique proposée n'est pas exacte mais peut servir comme approximation si on tient compte des différences : la descente d'appuis d'extrémité et intérieur n'est pas la même comme ils nous indiquent les résultats de la poutre mais on aperçoit une surélévation des extrémités due aux tractions qui apparaissent entre les appuis d'extrémité et les intérieurs. Ces derniers descendent plus que l'approximation par poutre dû à une distribution des efforts verticaux qui se concentrent sur lesdits appuis.

Pour montrer le scope du système en changeant le nombre d'appui, on utilise la **Fig. IV.13 Source** : propre. Si on a une structure avec plus de 4 appuis, ce calcul analytique n'est plus valable. Toutefois, on le pourra approximer tenant ne compte que les résultats que l'on obtient sont, par exemple, plus grandes que les réels pour une poutre sur plus de 4 appuis.

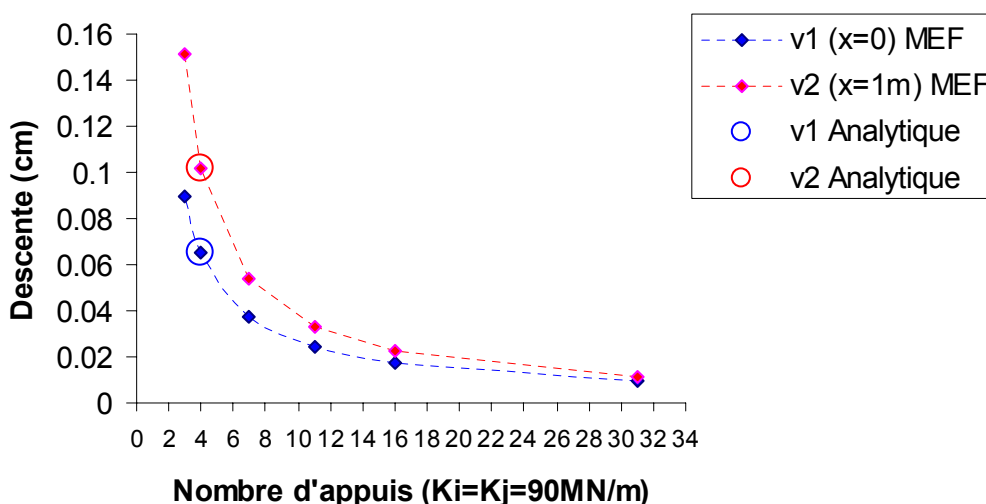


Figure IV.13 : Evolution du nombre d'appuis.

Sur la figure IV.13, la poutre est de 0,40x0,40m en béton et subit une charge $p=10\text{MN/m}$. Les appuis ont une raideur de 90MN/m (petits). La longueur est toujours de 3m. Seul le nombre d'appuis varie (subséquemment si on augmente le nombre, les appuis sont plus proches entre eux).

IV.2.3.RENFORCEMENT PAR CATÉGORIES

IV.2.3.1 PIEUX

Efforts horizontaux :

Pour ce qui concerne ces efforts dans le bloc 4, les réactions calculées avec la nouvelle modélisation sont inférieurs aux limites de capacité mentionnées ci-dessous.

Etant un bloc avec un grand contact avec le sol, les petits effets horizontaux sont compensés par la butée des terres.

S'agissant des charges horizontales, les limites admissibles sont résumées sur le **tableau IV.1** Source : COB.

Tableau IV.1

Diamètre (mm)	420	520	620	720	820	920	1020
H_{max} ELS (T)	5	10	15	20	>25	>25	>25

Efforts verticaux :

En chargement de compression, la capacité limite des pieux quelque soit leur longueur est inférieure à la contrainte maximale à l'ELS dans les pieux de 5.5 MPa, qui est le taux de travail limite = 0,3xRésistance du béton pour les fondations profondes, qui vaut **EQ IV.7** d'après le DTU 13.2.

$$f_{c28} = \frac{\text{Inf}(f_{cj}; f_{c\text{lim}})}{k_1 k_2} \quad [\text{EQ IV.7}]$$

Cela donne une valeur limite pour chacun des diamètres. La valeur admissible sera le minimum entre ces valeurs et les portances calculées à partir des longueurs réelles des pieux exécutés sur site.

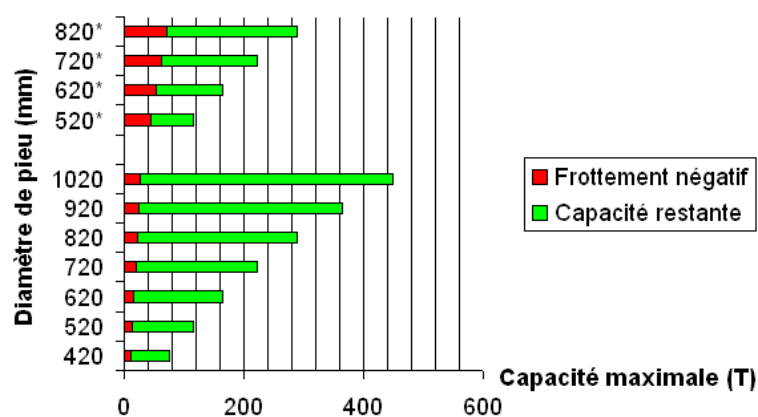


Figure IV.14: Capacité maximale de chaque pieu selon diamètre.

On considère qu'il admet une contrainte de 5,5 MPa et sa longueur est suffisante pour qu'elle ne soit pas contraignante. On se rend compte qu'une partie de la charge est déjà utilisée pour résister le frottement négatif de $q_s = -10\text{kPa}$. Voir **Fig. IV.14** Source : COB. Les cas marqués (*) correspondent au cas de coefficient de frottement $q_s = -32\text{kPa}$.

La capacité portante de chaque pieu est le minimum des deux valeurs :

a) La capacité portante en ELS considérant la longueur et diamètre des pieux exécutés

b) La capacité portante maximale si on considère une contrainte maximale de 5.5MPa à la section du pieu.

Pour renforcer les pieux existants dont la capacité est insuffisante, deux solutions sont envisageables, voir **Tableau IV.2 Source** : propre.

Tableau IV.2

1) Nouveaux pieux	<p>Pour renforcer :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Un pieu sous un voile • Un pieu sous une longrine • Une zone surchargée avec des pieux espacés <p>Avantage : Grande raideur et capacité. Inconvénient : Demande d'espace autour ou « point dur » et son prix.</p>
2) Renforcement par micro pieux	<p>Pour renforcer :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Un pieu isolé • Un pieu se trouvant très proche d'autres pieux • Un pieu se trouvant dans une zone de fort frottement négatif où un nouveau pieu perdrait une partie de la capacité nécessaire. <p>Avantage : Etant en acier, il absorbe le petit surplus de charge avec le même déplacement vertical qu'un pieu en béton. Inconvénient : Il en faut plusieurs pour un manque de portance important.</p>

Par des raisons structurelles, le diamètre des nouveaux pieux est choisi selon le **Tableau IV.3 Source** : propre

Tableau IV.3

Grand (Ø820, Ø920, Ø1020)	Pour un pieu isolé	Il a une grande raideur et capacité portante pour soulager un entourage surchargé et reprendre des charges importantes.
Petit (Ø420, Ø520)	Pour être placé près d'autres pieux (surchargés) ou de pieux abandonnés	Il peut être placé plus près des autres pieux (règle des entraxes inférieures à 3 diamètres).
Similaire ou pareil à un autre	Pour être placé à côté	Les deux pieux ont la même raideur et donc travaillent ensemble optimisant ainsi la répartition des charges.

Pour les pieux isolés il existe une variante : la création d'une longrine qui le relie à deux nouveaux pieux, un à chaque côté.

S'agissant des pieux nouveaux, la longueur nécessaire est définie sur la base des abaques réalisés par l'ancienne entreprise à l'aide d'un logiciel avec des calculs de

portance sur le terrain du site. Le calcul de la longueur de ces pieux suit la méthode du DTU 13-2. Presque tous les nouveaux pieux ont la longueur permettant atteindre la capacité maximale (5,5MPa par pieu), à savoir 8 pieux de 16 et deux de 20m.

Pour les pieux présentant des entraxes inférieurs à 3 diamètres, on prend en compte un effet de groupe. D'après le fascicule 62, titre V, annexe G1, article 2.2 il faut retenir un coefficient d'efficacité. On peut l'approximer par la formule de Converse Labarre (EQ IV.8) qui démontre que pour un groupe de n pieux identiques et verticaux de diamètre B et entraxe d en m rangées:

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(B/d)}{\pi/2} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad [EQ IV.8]$$

La valeur C_e de l'EQ IV.8 généralement vaut 0,75. Ceci induit une réduction de la capacité portante nécessite donc une fiche de pieu plus longue. On évitera placer des nouveaux pieux ou micropieux à proximité.

IV.2.3.2 Micropieux

Les utilités sont listées dans le tableau de la page antérieure. Pour le renforcement avec micropieux il est indispensable de faire les calculs suivants:

Calcul de la portance :

$$\frac{Q_{s,adm}}{ml} = \frac{q_s}{2} \cdot Diamètre \cdot \pi \quad [EQ IV.9]$$

La longueur de chaque micropieu s'obtient de la somme: Longueur libre dans le remblai + Fiche des micropieux dans les sables grossiers, calculée avec un coefficient de sécurité de 2,00 (DTU 13.2) sur le frottement « q_s » dans la couche de sables et graviers (qui est EQ IV.10)

$$Fiche = Charge \text{ sur micropieu} / (q_s / \text{nombre de micropieux}) / \text{diamètre} / \pi \quad [EQ IV.10]$$

$$\text{Tassement} : s_c = \frac{Diamètre}{100} + \frac{V}{S_{tube}} + \frac{L}{E_{acier}} \quad [EQ IV.11]$$

Les deux derniers termes sont le raccourcissement du pieu sur sa longueur non encastree. Où $V = \text{Charge sur micropieu} = [\text{Charge sur pieu}] - [\text{Portance}]$. [EQ IV.12]

Pour que le micropieu travaille convenablement il est nécessaire que Tassement pieu = Tassement micropieu. Cette restriction nous amène à déterminer la contrainte qui subiront les micropieux. Elle doit être inférieure à sa capacité. De cette manière on choisira le diamètre.

- Ils seront séparés du pieu par une distance approximée de $(\emptyset_{\text{micropieu}} + \emptyset_{\text{pieu}}) \times 1,5$
- S'il y en a plusieurs le pieu restera au milieu et il sera tout assemblé par un massif carré ou une longrine.

- Dans le cas d'un pieu sous un voile, la longrine sera perpendiculaire à celui-ci, ou bien les micropieux seraient disposés dans l'axe du voile.
- Si les pieux sont excentrés (pieu exécuté pas exactement où il était censé être selon les plans) la longrine joignant deux micropieux et le pieu suivra la direction d'excentrement.

IV.2.3.3. CORBEAUX

Ce sont les appuis du Bloc 4 qui ne se trouvent pas au sol mais sur les blocs adjacents.

Pour déterminer leur **raideur** on les a chargés avec une charge imposée et on a déterminé le déplacement avec Effel.

Une comparaison est faite entre le nouveau modèle et les valeurs calculées par l'ancien groupement d'entreprises. Sont visées les réactions d'appui sur les corbeaux sur les structures des blocs 3 et 6 en combinaison ELS.

Cette comparaison permet de s'assurer qu'aucun renforcement des fondations de ces blocs voisins ne sera pas nécessaire dû à la nouvelle descente de charges du Bloc 4.

IV.3. CONCLUSIONS INTERMEDIAIRES : SOLUTION PROPOSEE

Notre étude a abouti à la création de 10 nouveaux pieux et de 56 micropieux qui vont servir à renforcer 28 pieux existants, voir **Fig. IV.15 Source** : propre. Les propositions antérieures à cette étude sont marquées différemment. Comme on avait vu sur les Fig. IV.2 & 3, le plus raides sont les appuis, le plus de charge attirent. Ainsi, on soulage certains pieux et on aura besoin de renforcer seulement quelques pieux. Mais la répartition des charges est très sensible à la composition de la structure.

=► *Se référer à l'annexe A4*

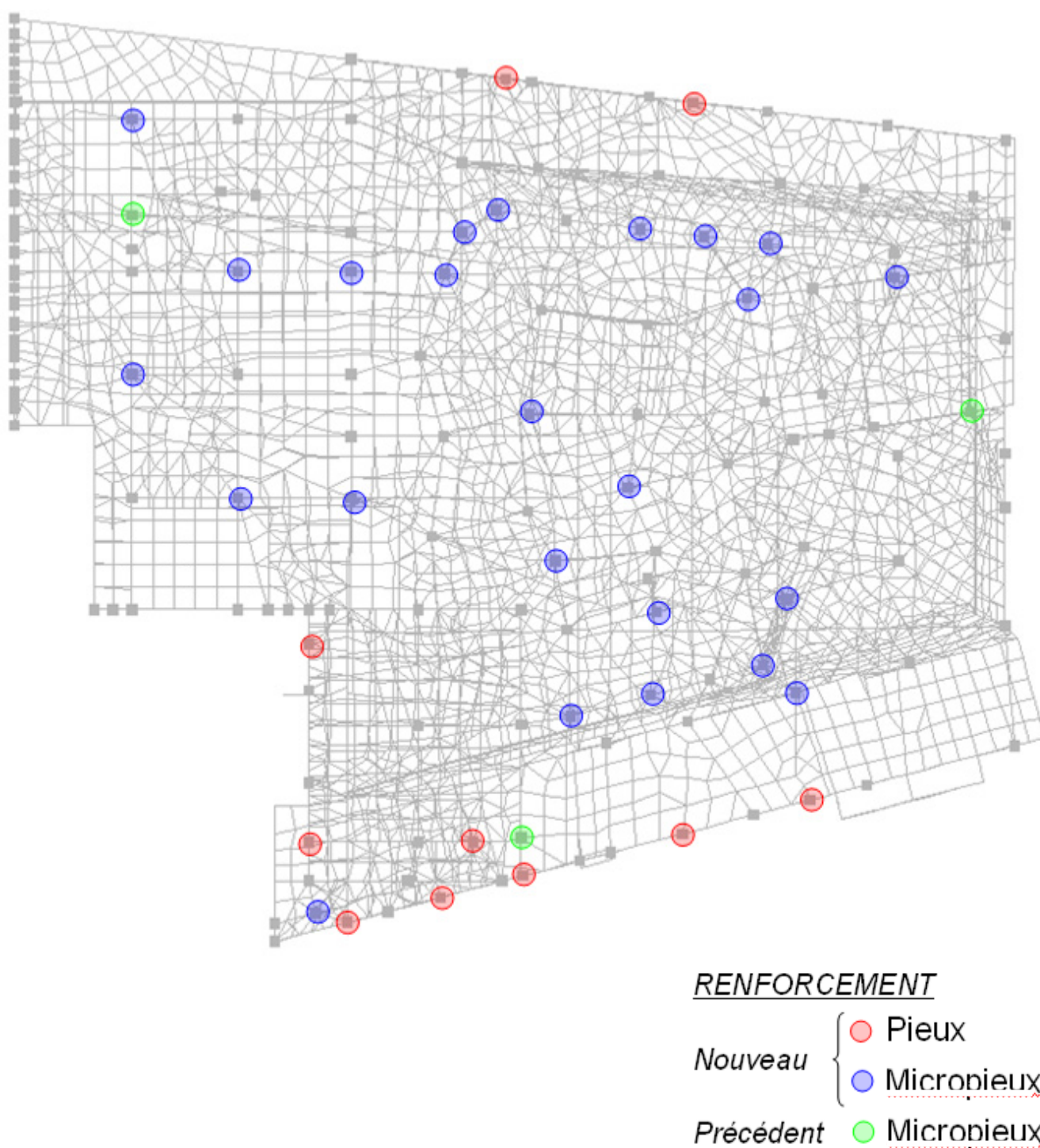


Figure IV.15 : Solution de renforcement proposée

La différence entre les renforcements proposés par l'ancien groupement d'entreprises pour la MOE et l'actuel est remarquable. Ceci est conséquence des de l'obtention d'une descente de charges beaucoup plus importante (= \blacktriangleright *Se référer à l'annexe A3*). Une des explications est la reconsidération des charges subies par la

structure Cristal. Les appuis de cette dernière sur le Socle, particulièrement le plus perturbé, bloc 4, transfèrent des efforts très importants. Voir **Fig. IV.16** Source : propre/COB, où les flèches sont proportionnelles à la charge transmise avec sa direction. La configuration de la structure distribue, de façon très complexe, ces efforts vers les pieux. Des autres explications complémentaires sont les reconsidérations de la nouvelle MOE pour les murs inclinés en façade (se référer aux annexes, spécialement Fig. A1.6 et 7).

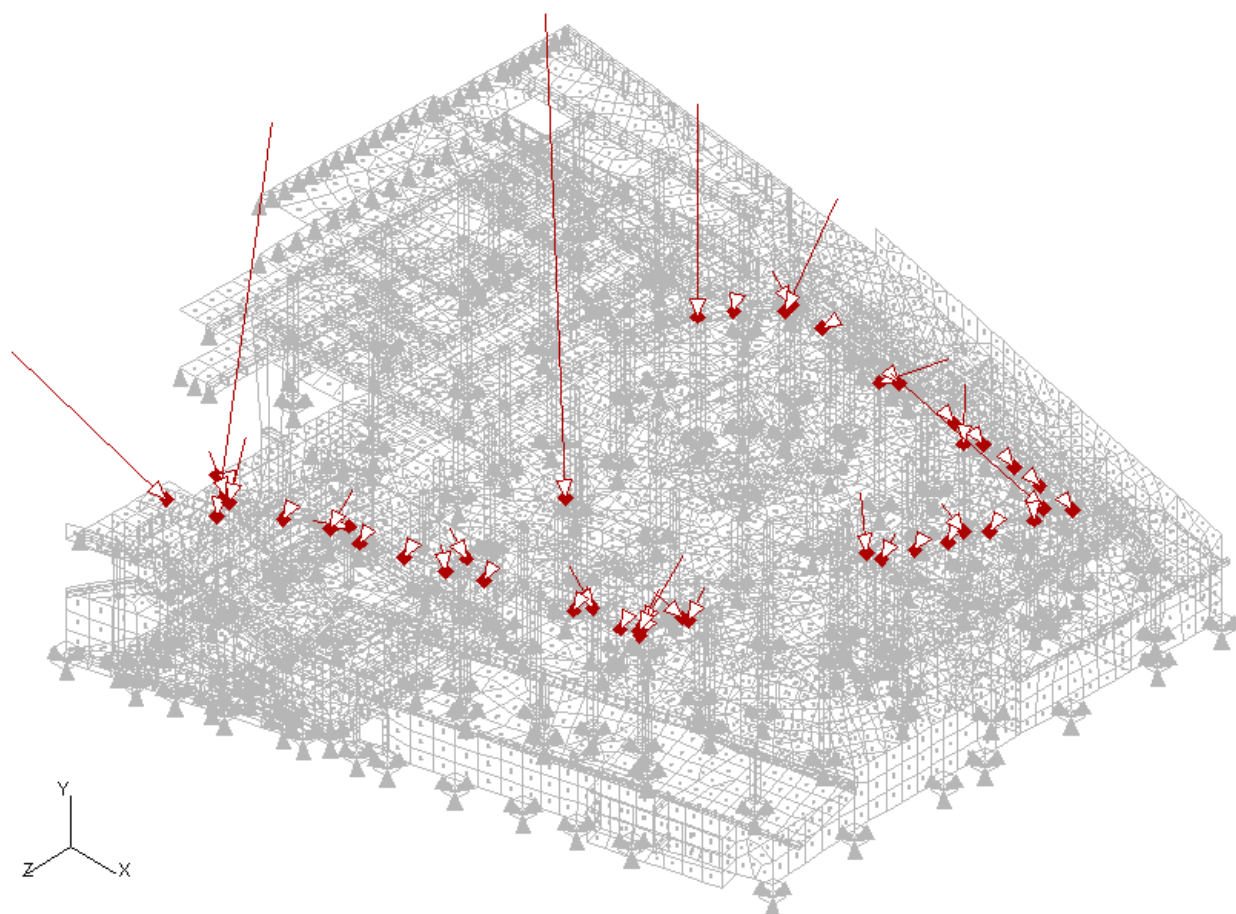


Figure IV.16 : La descente de charge du Cristal.

PARTIE V : Vérification du bloc renforcé

V.1 INTRODUCTION

Arrivés à ce stade-ci, on peut assurer la stabilisation des fondations grâce aux renforts que l'on a proposés. Or, ceci n'assure pas que le reste de la structure du bloc 4 résistera les efforts. On peut espérer que, du point de vue de chaque élément structurel (murs, voiles, poutres, longrines et dalles), les chargements pris en compte dans cette étude ne seront pas très différents de ceux qui ont servi à l'ancien groupement d'entreprises au moment de définir la structure. Dans ce chapitre on vérifiera que la structure du Socle résiste les efforts qu'elle subit.

V.2 METHODOLOGIE

On utilisera la dernière modélisation, toujours sur Effel. Dans le cas des éléments filaires, on traitera les notes de résultats détaillées paramétrées sur le logiciel Excel pour repérer les anomalies. Pour les dalles on utilisera les fonctions graphiques d'Effel : on travaille avec autant d'éléments qu'il est plus rapide de connaître quelles sont les dimensions et localisation des dalles vraiment problématiques si on dispose des valeurs maximales affichées sur l'ensemble de la structure.

Dans le cas de non résistance des éléments structuraux, on proposera des solutions ou on remarquera qu'il serait convenable de recalculer des dimensions.

V.2.1. Poteaux

La combinaison dimensionnant est l'ELU car les conditions extrêmes qui rendraient l'ELS le dimensionnant ne seront jamais réunies au même temps et la fissuration est peu préjudiciable. Les efforts critiques sont les normaux. La charge capable à compression simple est calculée avec EQ V.1-4:

$$\bar{N}_u = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \left(\frac{B' f_{c28}}{0.9 \times 1.5} + \frac{A_s f_e}{1.15} \right) \quad [EQ V.1]$$

$$\frac{A_s}{B} \geq 0.2\% ; \quad \lambda = \frac{l_c}{i} ; \quad B'_{circulaire} = \frac{\pi}{4} (D - 0.02)^2 \quad [EQ V.2] ; [EQ V.3] ; [EQ V.4]$$

Pour un poteau rectangulaire, $A_s = \text{Max} [8(a+b) ; 20ab] \text{ cm}^2$ [EQ V.5] et $B' = a' \cdot b'$ [EQ V.6]. La longueur de flambement l_c est égale à la hauteur de dessus de plancher pour un poteau lié à des poutres qui n'ont pas au moins la même rigidité que lui. Or, si le poteau est encasté dans fondations ou poutres de rigidité au moins égale, on prendra la simplification EQ V.8.

$$l_c = 0,7 \times \text{hauteur } d^\circ \quad [EQ V.8].$$

Cette valeur de N_u est pour un élancement de $\lambda < 50$, ce qui est le cas pour les poteaux du projet. Tous les poteaux du modèle ont des efforts axiaux inférieurs à leurs limites.

Exemples de résistances à compression simple pour les poteaux du Bloc 4. Les hauteurs sont prises les plus grandes pour avoir les élancements les plus contraignants. On a utilisé ces valeurs pour faire un premier tri résumé sur le tableau V.1

Tableau V.1

<u>Section (cm)</u>	40x40	Diamètre120	60x160	40x80	120x120	80x80
<u>Hauteur (m)</u>	3.9	4.1	3	3	3	3
<u>N_u (MN)</u>	2.88	24.17	19.96	6.2	31.3	13.5

Cependant, il est impératif de ne jamais atteindre ces valeurs et effectivement les 256 poteaux du modèle se comportent acceptablement conformément à ces règles générales avec la marge nécessaire. Seulement il y a eu un poteau 40x40 cm avec $N=3,16$ MN mais il a une hauteur (et donc un élancement) plus petite que le cas général. Avec l'effort de compression maximum calculé pour son cas, il a une résistance acceptable : $3,16 < 3,27$ MN.

V.2.2. Poutres et longrines

La combinaison dimensionnant est l'ELU. La section d'acier sera calculée à la flexion composée suivant la réglementation pour localiser des situations irrégulières. Evidemment, les éléments filaires fictifs qui servent à rendre le modèle plus réaliste ne sont pas analysés. Pour faire un premier tri, on regardera seulement les poutres du modèle qui subissent un ou plus des critères suivants :

- * Un effort axial $|N| > 1,5$ MN
- * Un moment $M_z > 80$ T/m
- * Nécessiterait d'une section d'acier $A > 20$ cm²
- * Un moment réduit $\mu \geq 0,2$

En cas d'atteindre des valeurs d'efforts significatifs, pour les grandes poutres on peut regarder le cas à part et les re-modéliser cette fois avec leur vraie hauteur. On rappelle que lors de la modélisation, les hauteurs des poutres avaient été réduites à la hauteur de la nervure placée avec l'excentrement adéquat par rapport à la dalle pour ne pas compter en double la moitié de l'épaisseur de la dalle.

Le modèle compte 675 poutres et longrines dont deux de chaque type qui ne respectent pas les critères ci-dessus. Si on regarde les cas problématiques individuellement, on se rend compte que sont des éléments structuraux de grandes dimensions (un des deux côtés de plus d'1m). Subséquemment, des moments de 110 T/m et les sections d'acier nécessaires (entre 30 et 40cm²) sont cohérentes avec les grandes sections de ces poutres et longrines.

Des études antérieures à celle-ci ont proposé de renforcer une longrine, en la doublant avec une autre, en zone sud du bloc 4 qui présentait des problèmes. Comme elle n'a pas été construite, on peut la construire directement de section plus grande et ferrillée comme une seule longrine et non comme il avait été proposé.

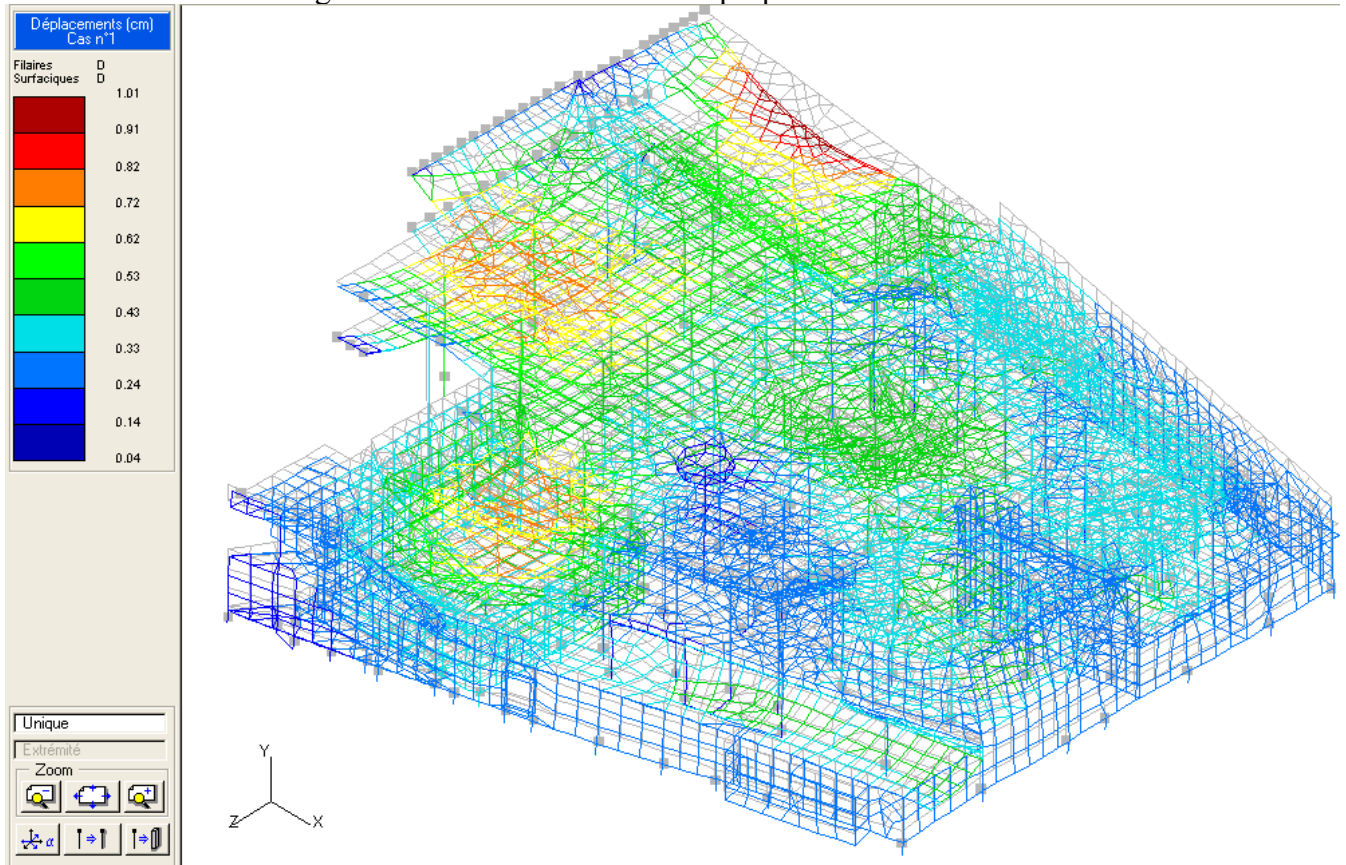


Figure V.1 : Déformée du bâtiment sous le cas de charge Poids propre

Si on observe la déformée de la structure sous chaque cas de charge, on se rend compte que le plus contraignant est le Poids Propre, voir **Fig. V.1 Source** : propre/COB.

V.2.3. Dalles

Une fois maillé, le modèle compte avec 6410 éléments de dalles de petites dimensions et les valeurs analysées sont ceux du centre de gravité mais la portée considérée (l) est celle de la dalle réelle. La combinaison dimensionnant est l'ELU. Les limites des efforts seront prises comme dans les bâtiments courants, à savoir :

Contrainte de compression $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte de cisaillement $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$

La part de la flèche qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des revêtements du sol et les cloisons est de $0,005+L/1000$ pour $L>5\text{m}$. La pire flèche apparaît sur une dalle qui tient une partie de la façade en console sur deux poutres (ses

appuis) séparés de 4,5m et sa flèche dépasse la limite. Il faudrait regarder plus précisément son comportement mais une option serait d'en augmenter l'épaisseur. Pour les dalles unidirectionnelles (sur 2 appuis), l'épaisseur de la dalle pour satisfaire aux conditions de flèche accomplit l'EQ V.9:

$$\frac{l}{h} = (28 + 4k - l) \left(1,4 - 0,07k + \frac{0,45k - 3,7}{100} q \right) \quad [EQ V.9]$$

Où il est déjà pris en compte le poids propre et les charges permanentes usuelles. On prend $k=2$ pour les encastres aux 2 extrémités et $k=0$ pour les articulées; q =charge d'exploitation. Le poids propre rentre pour une partie importante dans le calcul des charges appliquées.

A titre d'exemple, les problèmes de cisaillement se trouvent potentiellement lors que la dalle se trouve sur les poteaux. Dans le but de réduire cette contrainte on y construit des surépaisseurs : les chapiteaux. Le logiciel de MEF ne nous affichera pas le résultat désiré. Généralement, les valeurs sont distribuées en forme de pyramide: les valeurs aux proximités du nœud le reliant avec le poteau sont très élevées, mais ces qui s'approchent à la réalité sont au maximum sur le périmètre du poteau. Il doit être $< 1\text{MPa}$ pour rester en sécurité.

S'agissant du poinçonnement, on peut repérer les cas critiques pour lesquels à partir de cette limite ils seraient nécessaires des armatures, définie par l'EQ V.10 :

$$Q_u \leq \frac{1}{\gamma_b} 0,28 u_c h \sqrt{f_{c28}} \quad [EQ V.10]$$

Avec u_c le périmètre de l'aire de contrôle et le coefficient du béton égal à 1,5 pour nos cas. Les pires efforts tranchants sont de 0,70MN et se trouvent par exemple au radier porté (très épais) au plancher le plus bas aux zones en contact avec les grandes poutres inférieures.

V.2.4. Murs et Voiles

Ces éléments structuraux ne sont pas problématiques. Généralement ils ne subissent pas des efforts proches à leur résistance limite : ce sont les poteaux qui ont des contraintes de compression plus importants. Les éléments surfaciques du modèle les plus sollicités sont les petits voiles du niveau plus bas en contact avec les grandes longrines.

V.3 CONCLUSIONS INTERMÉDIAIRES

Les nouveaux renforts modifient la distribution d'efforts par la nouvelle descente de charges. Certaines zones de la structure sont plus sollicitées que les efforts pour lesquels elle a été dimensionnée. Les éléments douteux sont très peu et leurs faiblesses viennent d'être indiqués. Pour être sûrs de leur stabilité, on modifiera l'épaisseur d'une des dalles ou la section d'une des longrines en les augmentant légèrement. Si on considère ces petits changements, tous les éléments analysés de la structure sont capables de résister les chargements selon les hypothèses prises en compte.

PARTIE VI : Analyse des dalles flottantes

VI.1. INTRODUCTION

Finalement, on propose d'analyser, dans ce dernier chapitre, des dalles qui ne sont pas perturbées par les renforts aux fondations. Sur la partie supérieure du bloc que l'on a renforcé il est nécessaire d'assurer la résistance de certaines dalles aux charges surfaciques. L'objectif de ce chapitre est de déterminer le ferrailage des dalles et calculer les efforts qui vont subir les isolants pour savoir si on peut en installer de qualité standard ou spéciale.

Les dalles flottantes, ou chapes, en béton armé de la partie supérieure socle subissent des efforts particuliers en exploitation et maintenance. On rajoute aussi les dalles des niveaux RDC+1 et RDC+2. La faisabilité de ces dalles est étudiée. De par leur épaisseur et les charges ponctuelles qu'ils reçoivent, les ouvrages concernés ne répondent ni aux spécifications du DTU dallage (hauteur trop faible), ni au DTU chapes (charge trop importante), alors aucun texte réglementaire ne permet de justifier l'ouvrage. On adoptera toutefois une approche technique voisine du DTU 13.3 pour calculer l'ouvrage, plus précisément le ferrailage des chapes et la vérification que les couches d'isolant subissent une pression acceptable.

Il s'agit de dalles en béton armé d'épaisseur 10cm à l'intérieur du bâtiment et de 24cm à l'extérieur, sur un complexe isolant acoustique et thermique (isolant thermique seul à l'extérieur). Ces dalles reposent soit sur une dalle béton, soit sur un plancher collaborant de type bac acier. Voir **Fig. VI.1 Source** : COB.

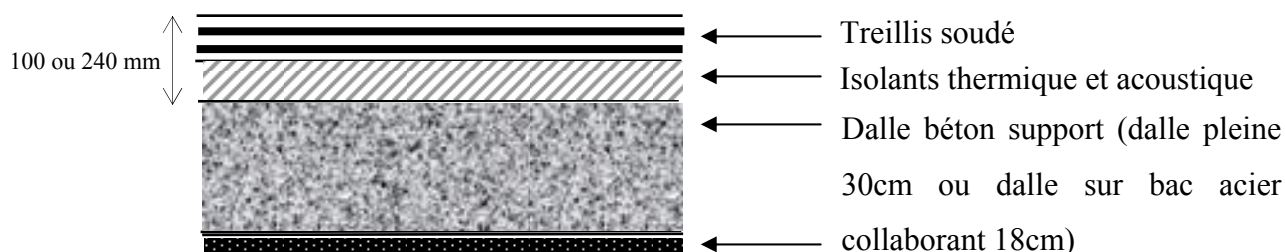


Figure VI.1 : Schéma des couches

Les canalisations situées dans l'épaisseur de la chape devront, suivant le DTU 13.3, avoir un diamètre extérieur inférieur à 20mm et être disposées sur la nappe d'armatures inférieures de la chape, avec un enrobage en partie supérieur de 50mm minimum

Matériaux

Les matériaux de chaque couche sont résumés sur le Tableau IV.1

Tableau VI.1 : Matériaux

		Dalle sous Cristal Niveau 0,0 (RdC Haut)	Dalle sous Cristal Niveau RdC+1	Dalle sous Cristal Niveau RdC+2	Dalle Parvis à l'extérieur (Niv 0,0)
Chape en béton (B30)	Epaisseur	10cm	10cm		24cm
	Module élastique	34 175 MPa	34 175 MPa		34 175 MPa
Isolant thermique	Epaisseur	3cm	10cm		12cm
	Module élastique	20MPa	12MPa		13MPa
Isolant acoustique	Epaisseur	1,7cm	1,7cm		Inexistant
	Module élastique	0,12MPa	0,12MPa		
Support	Epaisseur	30cm (dalle pleine)	18cm (plancher collaborant)		30cm
	Module élastique	<i>A déterminer</i>	<i>A déterminer</i>		<i>A déterminer</i>

Charges

=> Les charges appliquées sont définies et recensées à l'annexe [A1.3].

La **Fig. VI.2 Source** : COB, est le schéma d'application des charges du camion pompier (Ch.7)

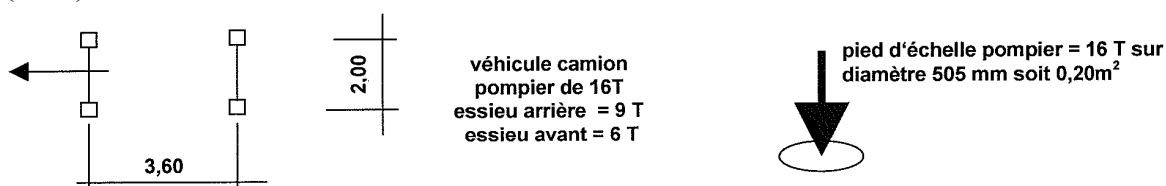


Figure VI.2 : Le camion pompier

La localisation des charges est résumée selon le tableau VI.2 Source : propre/COB

Tableau VI.2 : Localisation des charges

	RdC Haut		Niveau R+1		Niveau R+2	
	Intérieur	Extérieur	Espace liant	Salle expo	Zone aile	Espace liant
Ch1					X	
Ch2	X		X	X		X
Ch2bis		X				
Ch3.1				X	X	
Ch3.2						
Ch4	X	X	X	X	X	X
Ch5	X	X				
Ch6	X	X	X	X	X	X
Ch7		X				

VI.2. METHODOLOGIE

Tout d'abord on définira les hypothèses et, ensuite, on modélisera les dalles et ses charges sur le logiciel Effel. Finalement, on analysera les résultats.

VI.2.1 Hypothèses

Détermination de la raideur du support

On connaît le module de Young des couches d'isolants mais on ne connaît pas celle de la dalle en béton support de 30cm. Dans ce but, 2 approches différentes ont été considérées :

- **Approche A** : Elle impose le module d'élasticité $E_{dalle}=34000\text{MPa}$ au support béton.

Détermination des pressions sur l'isolant

- **Approche B** : Elle est basée sur une raideur infinie du support béton $E_{dalle}=\infty$. Cette approche est la plus défavorable pour le calcul des pressions sur l'isolant.

Calcul du ferrailage

On connaît $f_e = \bar{\sigma}_s$, désignant la contrainte limite en traction du treillis soudé, $d = h - c$ et b . Le moment M est calculé avec le logiciel de MEF comme le maximum entre M_x et M_y . On considère le cas de la Flexion simple classique avec le diagramme de moments commun, voir **Fig.VI.3 Source** : Henri Thonier. Les équations utilisées sont aussi les connues EQ1-3.

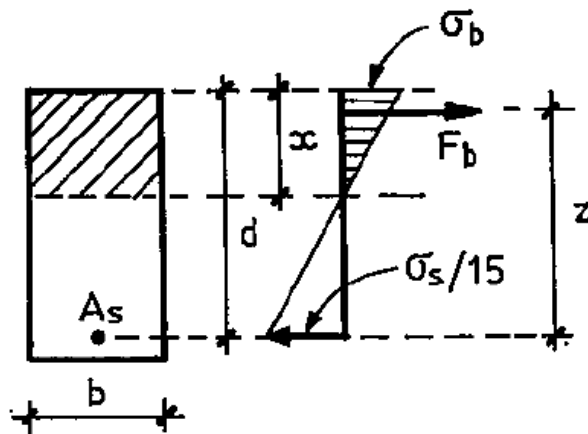


Figure VI.3 : Diagramme des contraintes

$$\beta = \frac{M}{b \cdot d^2}; \alpha^2 = \frac{90 \cdot \beta \cdot 1 - \alpha}{\bar{\sigma}_s \cdot 3 - \alpha} \quad [EQ VI.1] ; [EQ VI.2]$$

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30 \cdot 1 - \alpha} \quad [EQ VI.3]$$

Les moments utilisés seront écrêtés, c'est-à-dire que l'on prendra une moyenne sur les 20cm à compter à partir du point de moment maximum.

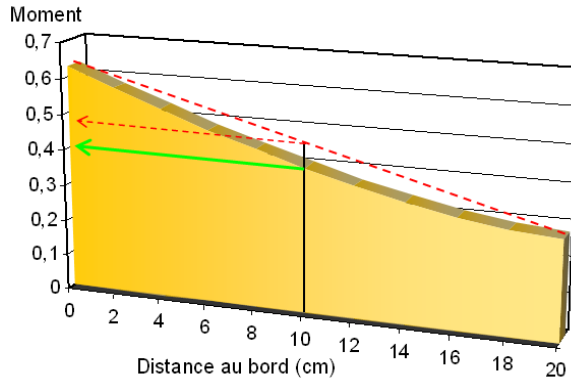


Figure VI.4 : Choix de la valeur

Le ferrailage sera différent en partie courante qu'aux bords. Pour calculer celui de la bande de 40cm au long du bord libre ou joint de la dalle on utilisera le moment à 10 cm du bord qui sera plus réaliste. Ceci est illustré sur la **Fig. VI.4 Source** : propre

Les armatures en béton armé sont calculées à l'ELU et en fissuration peu préjudiciable. L'enrobage minimal est de $c=2$ cm. Le diamètre d'armatures mises en place ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur de la dalle (BAEL 91), soit 24 mm à l'extérieur ou 10mm à l'intérieur.

Toutefois, en partie courante il apparaît une contrainte due au retrait linéaire. Même en présence d'une couche de glissement, le retrait d'un panneau entre deux joints peut s'effectuer librement par la suite du frottement du panneau sur son support. Le retrait

différentiel provoque des tractions en partie supérieure du dallage et des compressions en partie inférieure.

Le retrait différentiel provoque des tractions en partie supérieure du dallage, et des compressions en partie inférieure. Voir **Fig. VI.5 Source** : propre. Il constitue une précontrainte favorable à ne pas prendre en compte dans les calculs.

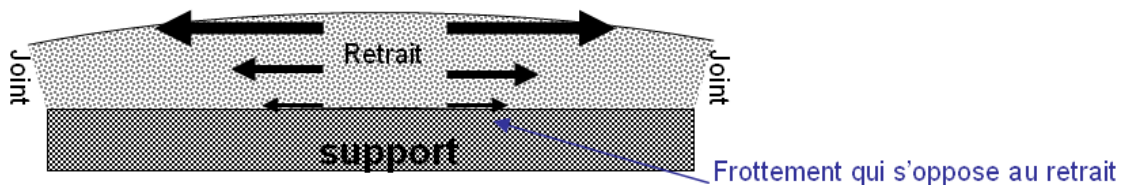


Figure VI.5 : Le retrait différentiel

La contrainte due au retrait linéaire est évaluée selon le paragraphe C.4.1.1. du DTU 13.3. Elle est maximum au centre de la dalle et nulle sur les bords et angles. Au centre de la dalle, en prenant en compte un espacement des joints de retrait de 9m dans la direction la plus défavorable directions, l'absence de couche de glissement et une charge d'exploitation moyenne quasi-permanente de q daN/m², la contrainte due au retrait est de :

$$\sigma \cdot h = \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot L \cdot p_c; p_c = g_0 + \frac{q}{2}; \mu = 1,5 \text{ sans couche de glissement (MPa, m, MN/m}^2\text{)}$$

[EQ VI.4]

Où g_0 est le poids propre de la dalle et L la distance entre joints.

La section de treillis soudé doit être augmentée de la section nécessaire pour équilibrer l'effort de retrait $h \cdot \sigma$:

$$A_r = h \cdot \frac{\sigma}{\sigma_s} \quad \text{[EQ VI.5]}$$

VI.2.2. Modélisation et résultats

Dans cette étape on cherche à connaître, par les approches A, les efforts qui subissent la chape pour après en calculer son ferrailage. Avec l'approche B on regardera les efforts sur l'isolant. Le calcul sera effectué par une approche aux éléments finis surfaciques, à l'aide du logiciel EFFEL, en modélisant une dalle en béton armé de 5 x 5 m, par des éléments surfaciques de type coque et d'épaisseur 10 ou 24 cm (intérieur ou extérieur) et sur appuis élastiques surfaciques.

Dalle Cristal au niveau 0,00

Les dalles ont une portée de 5cm. Les charges les plus défavorables sont le patin de la nacelle N2 : Ch5. On les applique en partie courante de la dalle, ainsi qu'en bord et sur un angle (cas non-concomitants). Voir **Fig. VI.6 Source** : propre/COB. On utilisera les résultats de la combinaison à l'ELU.

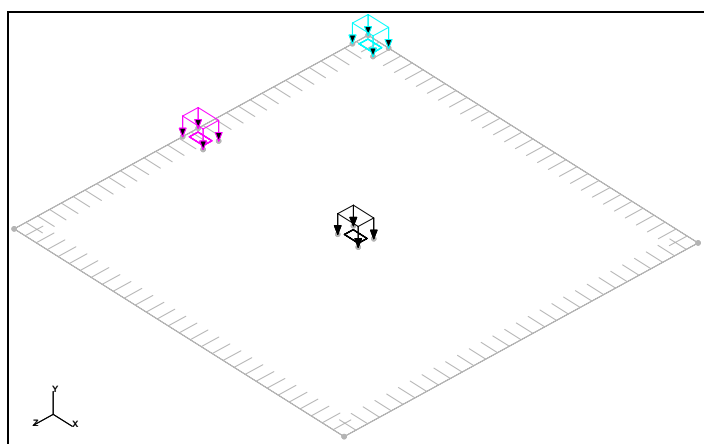


Figure VI.6 : Les pires localisations de charge

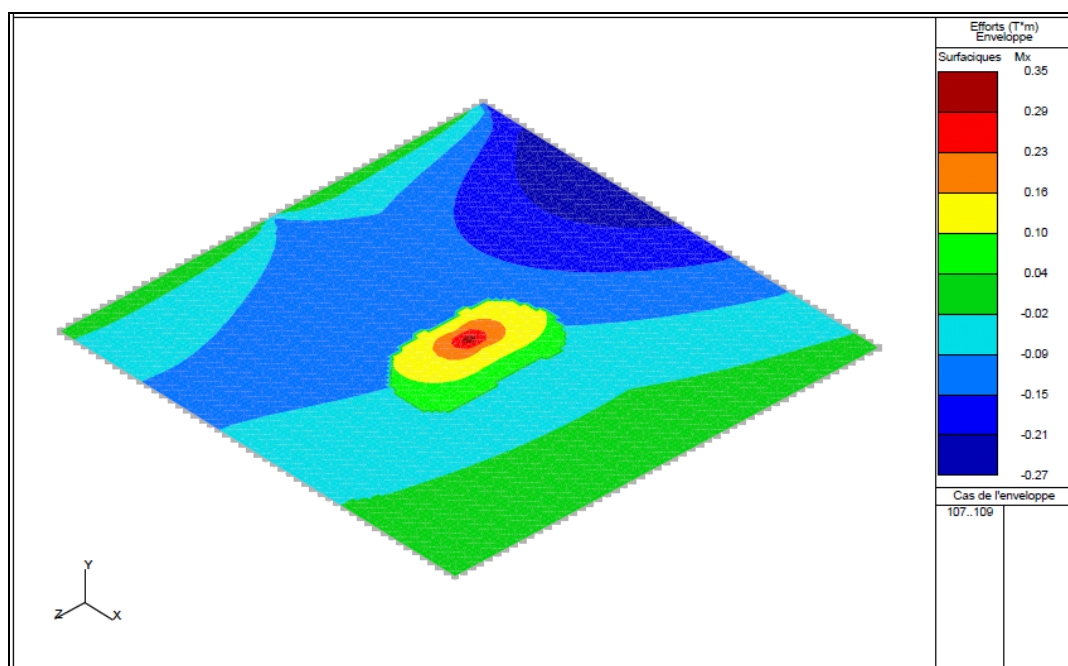
Approche A

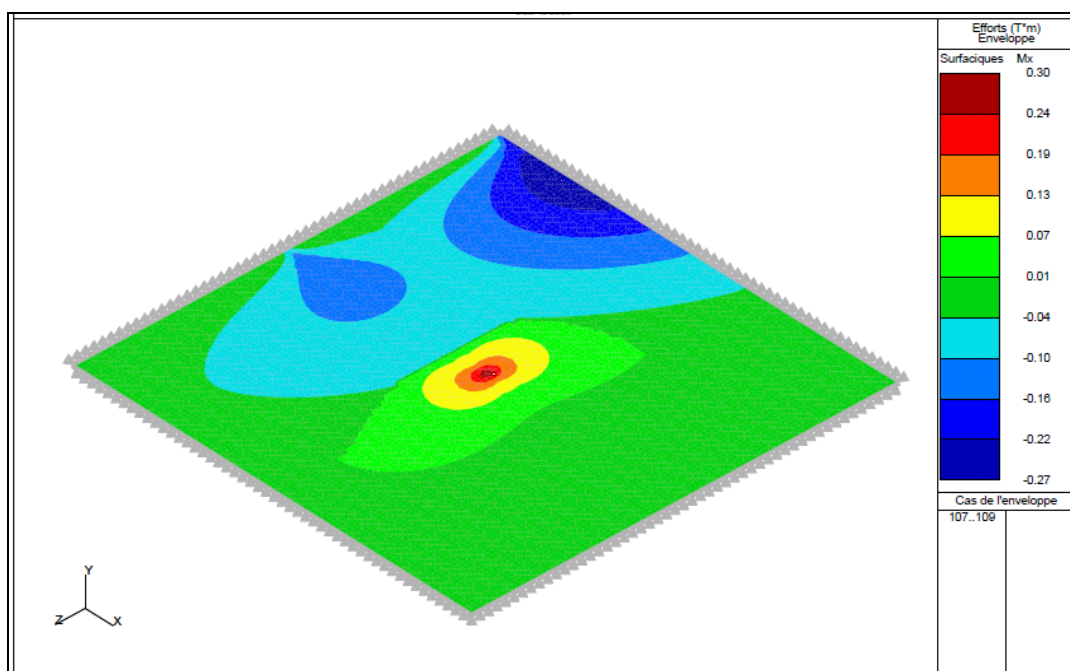
La raideur équivalente de l'ensemble sous chape est :

$$K = 1/(h_1/E_1 + h_2/E_2 + h_3/E_3) = 6,984 \text{ MPa/m} \quad [EQ VI.6]$$

Si on charge une dalle en béton de 10cm tel qu'il est décrit ci-dessus et sur un appui surfacique élastique de raideur 6,984 MPa/m, on obtient les résultats des moments M_x et M_y pour calculer le ferrailage.

S'agissant des deux figures à continuation, **Fig. VI.7 et VI.8** Source : propre/COB : elles montrent les moments M_y d'une même dalle avec appuis surfaciques de raideur différente. La figure VI.7 (haut) montre les résultats avec une raideur sous dalle grande. La figure VI.8 (bas) montre les résultats sur la même dalle mais avec la raideur plus petite.





Figures VI.7 et VI.8 : Appuis surfaciques de raideur différente.

L'échelle de couleurs n'est pas la même exactement mais on observe le phénomène suivant : Lorsque la raideur de l'appui élastique surfacique diminue, les valeurs des moments extrêmes en valeur absolue diminuent aussi. La charge appliquée exerce des efforts sur une zone plus réduite de façon à soulager une majeure partie de la dalle. Cependant, ces résultats ne sont pas toujours vrais car ils dépendent d'autres paramètres comme l'inertie de la dalle.

Approche B

L'hypothèse la plus défavorable pour le support béton est celle d'un support infiniment rigide, par exemple au droit d'un appui. En prenant $E_3 = \infty$, la nouvelle raideur équivalente sous la chape est de : $K = 6,98 \text{ MPa/m}$.

Résultat de l'application de la charge sur les **Fig. VI.9 et VI.10** Source : propre/COB

Pour ce cas on utilise la combinaison ELS.

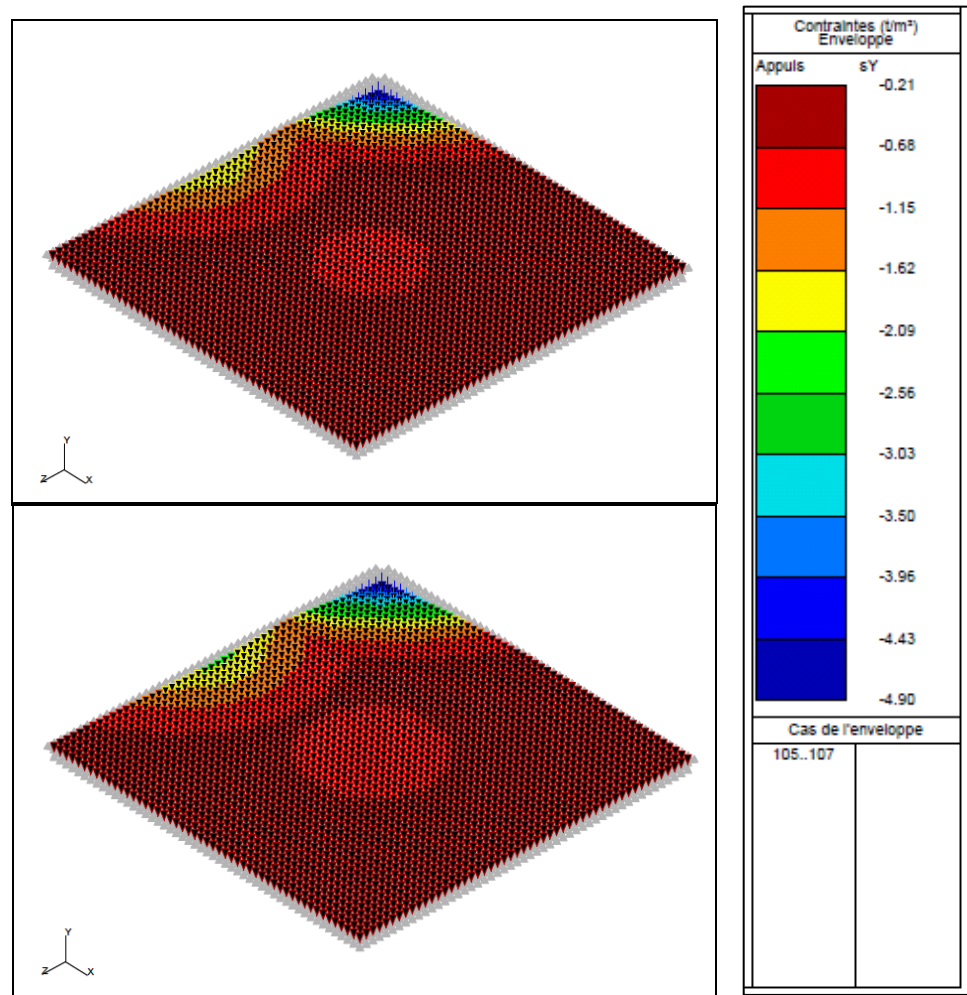


Figure VI.9 (haut) : Nacelle N2 (impact 22x31 cm)

Figure VI.10 (bas) : Nacelle avec plaque de répartition (impact 45x45 cm)

Alors, avec la plaque de répartition on évite des grandes pressions en bord libre et aux angles de la dalle. Le **tableau VI.3 Source** : propre/COB, résume les moments non écrêtés :

Tableau VI.3 : Moments sur la dalle

	Au centre de la dalle	En bord libre / long d'un joint	Aux angles de la dalle*
N2 sans plaque de répartition	940 daN/m ²	2330 daN/m ²	5650 daN/m ²
N2 avec plaque de répartition	940 daN/m ²	2190 daN/m ²	4900 daN/m ²

(*) Il est à noter que ces efforts et pressions en bords et angles ont été calculés sans prendre en compte de transmission de la charge concentrée aux panneaux voisins par l'intermédiaire des joints conjugués, ceci pour tenir compte de la configuration défavorable constituée par les bords et angles libres.

D'après ce tableau VI.3 on peut affirmer que les pressions sur l'isolant sont acceptables puisqu'elles sont inférieures à 6000 daN/m^2

Les ferrillages peuvent être installés en une ou deux (schéma) couches dans la dalle flottante comme montre la **Fig. VI.11** Source : COB.

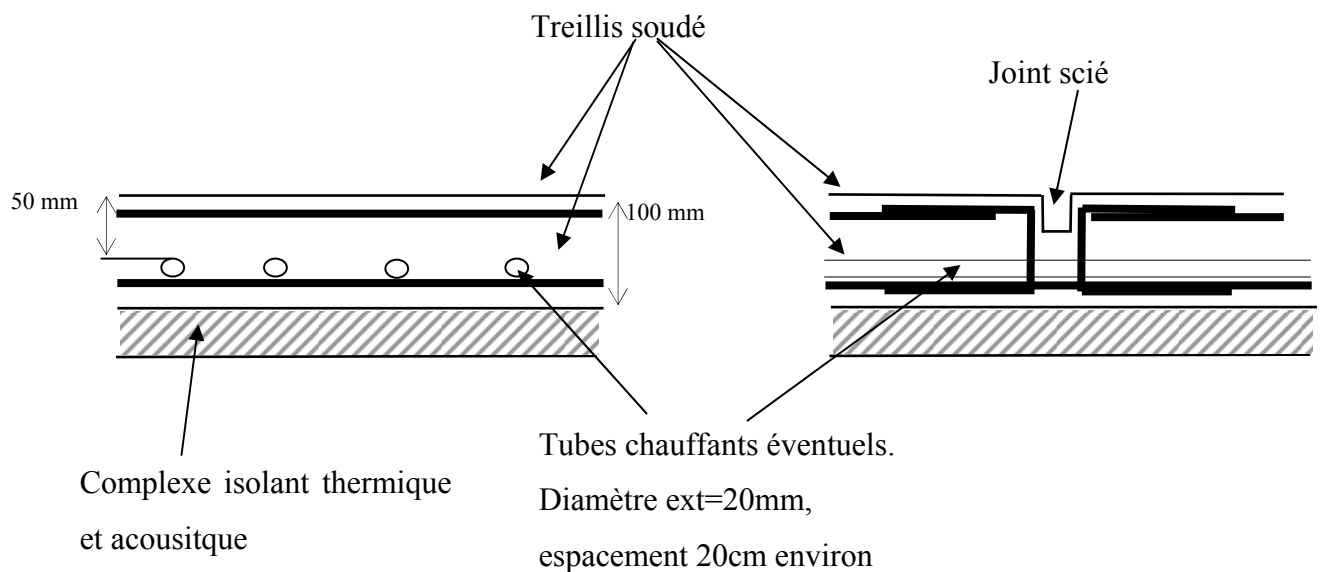


Figure VI.11 : Détail de ferrailage

Les joints sont des joints sciés de 2cm suivant DTU dallage Art 5.6.2., espacés au maximum de 9m, et délimitant des surfaces de 40m^2 maximum, étant donné l'épaisseur réduite de 10 cm. On ne met pas des goujons parce qu'il n'y a pas l'espace suffisant et il serait trop cher pour une dalle avec des efforts si petits.

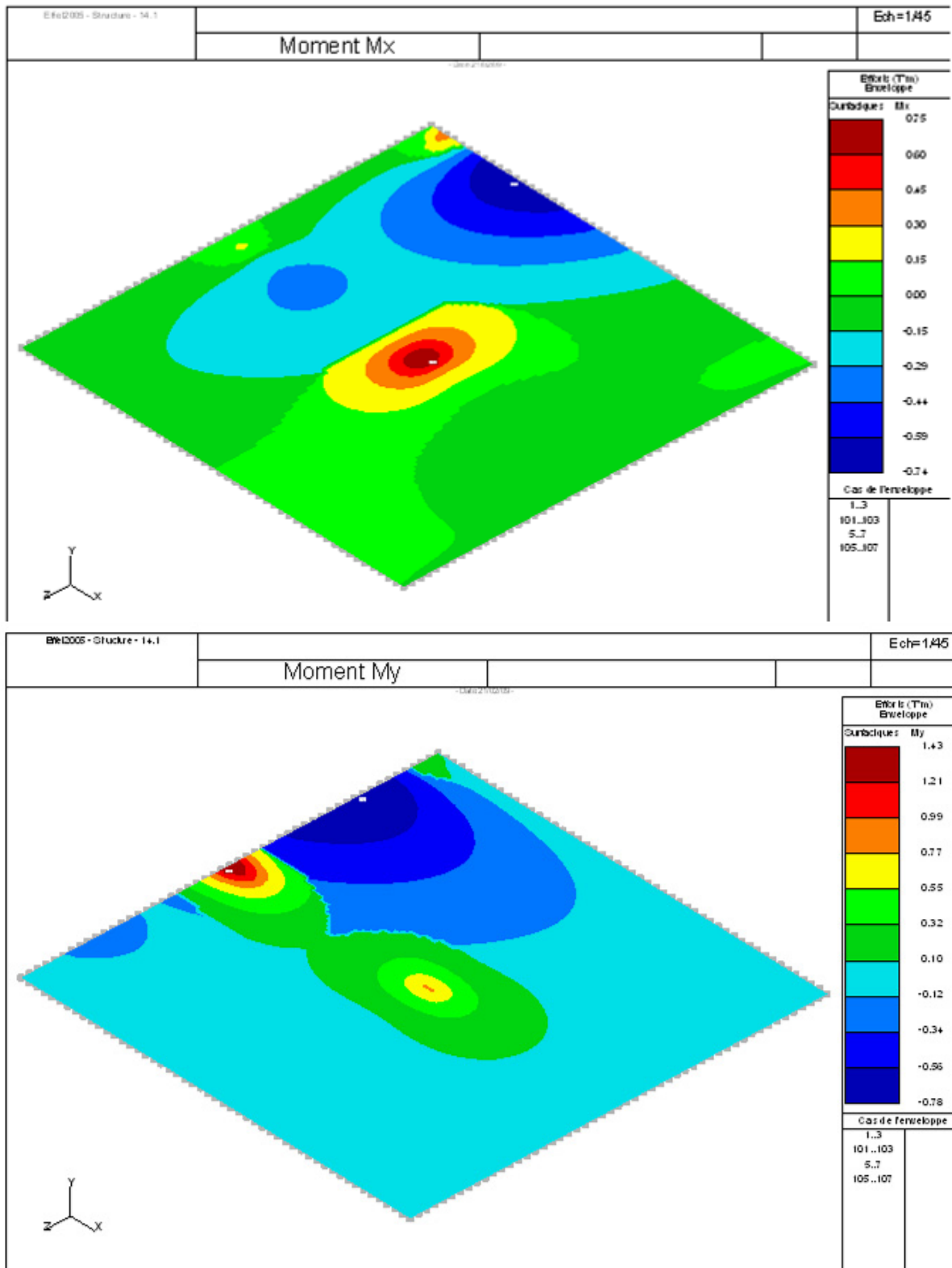
Dalle Cristal au niveau R+1 et R+2

Les dalles reposent sur des poutres PRS de 1390mm de hauteur qui sont espacées de 3,3m. Les charges les plus défavorables sont les Ch3.1 : charge ponctuelle de 600 daN) qui seront appliquées en partie courante de la dalle, ainsi qu'en bord et sur un angle (cas non-concomitants):

Approche A

La raideur équivalente de l'ensemble sous chape est : $K = 1/(h_1/E_1 + h_2/E_2 + h_3/E_3) = 6,67 \text{ MPa/m}$. Si on charge une dalle en béton de 10cm tel qu'il est décrit ci-

dessus et sur un appui surfacique élastique de raideur 6,67 MPa/m, on obtient les résultats des moments M_x et M_y pour calculer le ferrailage. Ces résultats sont illustrés sur les **Fig. VI.12 et VI.13** Source : propre/COB.



Figures VI.12 et VI.13 : Moments M_x et M_y

Tableau VI.4 : Ferrillages nécessaires calculés

	Au centre de la dalle	En bord libre / long d'un joint	Aux angles de la dalle
Moment maximum non écrêté	0,35 T·m/ml	0,74 T·m/ml	0,27 T·m/ml
Ferrailage	0,78 cm ² /ml dans les deux directions (treillis soudé ST 10)	0,65 cm ² /ml sur une bande de 40cm de large le long de chaque joint de fractionnement ou bord libre	-
Ferrailage prenant compte du retrait différentiel	2,26 cm ² /ml dans les 2 directions (treillis soudé ST 25c)	-	-

D'après le **tableau VI.4 Source** : propre, on peut affirmer que les armatures calculées sont acceptables

Dalle Parvis au niveau RdC à l'extérieur

La chape en béton sur les isolants est de 24cm. Le calcul est réalisé à l'aide du logiciel EFFEL, où une plaque de 5x5m a été modélisée par des éléments surfaciques de type coque, de 24cm d'épaisseur. Les charges les plus défavorables sont dues au patin véhicule de secours type Camion Pompiers qui a une charge de poinçonnement de 80 N/cm² sur une surface de 2000cm². Comme on voit sur la **Fig VI.14 Source** : propre/COB, elles vont être appliquées en partie courante de la dalle ainsi qu'en bord et sur un angle (cas non-concomitants).

Approche A

Raideur ensemble sous chape : $K = 1/(h_1/E_1 + h_3/E_3) = 108,3 \text{ MPa/m}$.

On ne va pas tenir en compte cet approche parce qu'il est très défavorable.

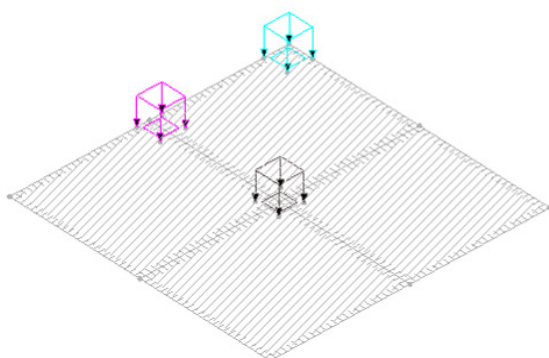


Figure VI.14 : Les pires charges dans les pires situations.

Approche B

Les pressions maximales en sous face de chape (pression sur l'appui surfacique, valeur max. non écrêtée) sont de :

- 3 770 daN/m² au centre de la dalle
- 9 460 daN/m² en bord libre ou le long d'un joint
- 21 860 daN/m² aux angles de dalle

Il est à noter que ces efforts et pressions en bords et angles ont été calculés sans prendre en compte de transmission de la charge concentrée aux panneaux voisins par l'intermédiaire des joints conjugués, ceci pour tenir compte de la configuration défavorable constituée par les bords et angles libres.

Cependant, on devra utiliser des isolants spéciaux résistants en bord de dalle ou angle dû aux grandes pressions.

VI.3. CONCLUSIONS INTERMEDIAIRES

Dans le but de ne pas surcharger sans raison certaines zones la dalle, il est préférable d'utiliser des plaques de répartition sous les nacelles. Les ferrailages des dalles sont acceptables. On a proposé à titre d'exemple une couche de ferrailage mais l'entreprise qui va les construire décidera si les séparer en deux couches. En général, un peut utiliser des isolants standards sauf pour le parvis extérieur, où ils devront être un peu plus résistants.

PARTIE VII : Conclusions finales

La structure sur laquelle est basée ce Projet Fin d'Etudes ne peut pas être approchée comme celle d'un bâtiment courant en béton armé. Elle doit sa complexité à un design architectural basé sur l'irrégularité de formes planes rectilignes orientées dans toutes les directions. Ce design mise aussi sur la concentration des efforts sur des éléments structuraux portants différents et localisés de manière particulière.

Certains paramètres pour rendre le modèle plus réaliste induisent des effets inattendus sur les résultats. A titre d'exemple on signale la raideur des appuis. Ceci est une autre des conséquences de l'irrégularité de la structure.

Les récentes reconsidérations sur les chargements sur la structure amènent à une nouvelle descente de charges assez contraignante vis-à-vis des fondations déjà construites. Aux petits renforcements proposés par l'ancien groupement d'entreprises ont est obligé d'y ajouter des nouveaux pieux et micropieux.

Le principal objectif de ce projet, trouver la configuration des nouveaux renforts, n'est obtenue qu'à la suite de quelques itérations. Ces-ci sont réalisées après avoir acquis les connaissances nécessaires pour définir la potentielle descente de charges. Par ailleurs, la structure du Socle, hors fondations, avait été bien dimensionnée et elle résiste aux nouveaux efforts subis.

La diffusion des efforts n'est guère prévisible dans une structure si complexe avec des chargements si irréguliers. Des situations plus simplifiées ont été étudiées analytiquement mais les effets espérés ne se produisent pas visiblement sur le modèle car dans celui-ci plusieurs effets se compensent.

En parallèle, la réalisation de notes de calcul m'a permis de mieux connaître le travail des concepteurs de structures et d'avoir une idée du prédimensionner sans faire des calculs complexes. Cette expérience à Coyne et Bellier a été très formatrice tant sur le développement de connaissances techniques que sur la transition entre le monde scolaire et le monde du travail, ce nouveau monde, plein de challenges qui m'attendent, auquel je viens d'entrer avec ma formation d'ingénieur franco-espagnole.

PARTIE VIII : Bibliographie

Collectif CSTB (2008) *Normes homologuées NF. DTU 13-3 « Dallages »*. CSTB.

Collectif CSTB (2000) *Règles BAEL 91 révisées 99.[...] Fascicule 62, titre 1^{er} du CCTG – Travaux section 1 : béton armé + Amendement A1*. CSTB.

FAVRE, Renaud « et al », WALTHER, René, BURDET, Olivier (1997) *Traité de Génie Civil. Dimensionnement des structures en béton*. Lausanne : Presses Polytechniques Universités Romandes, 591 p.

FREY, François (2000) *Traité de Génie Civil. Analyse des structures et milieux continus. Mécanique des structures*. Lausanne : Presses Polytechniques Universités Romandes, 449 p.

FUENTES, Albert (1976) *Cálculo práctico de estructuras de edificios en hormigón armado*. Barcelone : Editores técnicos asociados, 336 p.

PERCHAT, Jean (2007) *Le Treillis Soudé. Calcul et utilisation conformément aux Règles BAEL 91 et modifiées 99 et textes associés*. ADETS 2005 modifiée 2007.

PIRIAN, Alain (2006). *REHABILITATION. Techniques. Reprises en sous-oeuvre*. AT04 / Séance 98. Centre de rééducation professionnelle La Rouguière. Marseille.

THONIER, Henry (2005). *Le Projet de Béton Armé*. Paris : SEPTP

Site web du projet du bâtiment du futur Musée des Confluences :
<http://www.museedesconfluences.fr/chantier/projet.html>

Annexes

ANNEXE 1 CHARGES APPLIQUEES

A1.1 Cas de charge du Socle (Bloc 4)

Ch.1 : Poids propre (G)

Ch.2 : Charge permanente additionnelle au niveau +/- 0.00 incluant les charges permanentes sur les poteaux monumentaux (G')

Ch. 3 : Charge d'exploitation au niveau +/- 0.00 incluant les charges d'exploitation sur les poteaux monumentaux et le cloisonnement (Q)

Ch. 4 : Charge permanente additionnelle au niveau +/- 3.91 (G')

Ch.5 : Charge d'exploitation au niveau +/- 3.91 et les charges supplémentaires d'étanchéité sur façade et le cloisonnement (Q)

Ch. 6 : Descente de charge des blocs avoisinants 5 et 6 sur le bloc 4 à travers des corbeaux (G')

Ch.7 : Charge permanente additionnelle sur les murs inclinés (G')

Ch. 8 : Réactions d'appui de la structure Cristal en combinaison ELS

Ch. 9 : Réactions d'appui de la structure Cristal en combinaison ELU

Ch. 14 : Charges sur murs enterrés : Frottement négatif et étanchéité (G')

Ch.15 : Frottement négatif sur les pieux

A1.2 Combinaison de charge du Socle (Bloc 4)

101 : Combinaison à l'ELS :

$$1.00x(Ch.1+Ch.2+Ch.4+Ch.6+Ch.7+Ch.14)+1.00x(Ch.3+Ch.5)+1.10xCh.8$$

102 : Combinaison à l'ELU :

$$1.35x(Ch.1+Ch.2+Ch.4+Ch.6+Ch.7+Ch.14)+1.50x(Ch.3+Ch.5)+1.10xCh.9$$

103 : Combinaison à l'ELS avec majoration de 10% des charges du Cristal :

$$1.00x(Ch.1+Ch.2+Ch.4+Ch.6+Ch.7+Ch.14)+1.00x(Ch.3+Ch.5)+1.10xCh.8$$

104 : Combinaison prenant compte du frottement négatif avec majoration de 10% des charges à l'ELS du Cristal :

$$1.00x(Ch.1+Ch.2+Ch.4+Ch.6+Ch.7+Ch.14)+0.65x(Ch.3+Ch.5)+1.00xCh.15$$

105 : Combinaison à l'ELU avec majoration de 10% des charges du Cristal et prenant compte du frottement négatif :

$$1.35x(Ch.1+Ch.2+Ch.4+Ch.6+Ch.7+Ch.14)+1.50x(Ch.3+Ch.5)+1.10xCh.9+1.00xCh.15$$

106 : Combinaison somme des charges permanentes additionnelles= $Ch.2+Ch.4+Ch.7$

107 : Combinaison somme des charges d'exploitation= $Ch.3+Ch.5$

108 : Combinaison ELS $1*(G+G')+1*Q$

A1.3 Cas de charge des dalles flottantes

Les charges appliquées sont définies et recensées ci-après:

Ch1 Charge uniformément répartie d'exploitation : 600 daN/m²

Ch2 Charge uniformément répartie d'exploitation : 500 daN/m²

Ch2bis Charge uniformément répartie d'exploitation : 700 daN/m²

Ch3.1 Charge ponctuelle : 600 daN

Ch3.2 Charge ponctuelle : 500 daN

Ch4 Charges roulantes transpalette : 500 daN par roue. Pression 5 bars Impact 10*10. Trafic occasionnel. Entraxe des roues AV 50cm, Entraxe Essieu AV/Essieu AR 100cm

Ch5 Charges roulantes Nacelle de maintenance N2 : 3500 daN par patins. Charge statique. Pression 5 bars Impact 22*31. Entraxe des patins 434cm, Entraxe patin AV/patin AR 484cm

Ch6 Charges roulantes Nacelle de maintenance N3 : 190 daN par roue. Pression 2,4 bars Impact diamètre 10cm. Entraxe des roues AV 60cm, Entraxe Essieu AV/Essieu AR 250cm

Ch7 Charges du camion pompier

A1.4 Frottement négatif adopté

Tableau A1.1

Traité avec CMC <i>q_s = -10kPa</i>	
<i>Diamètre pieu (mm)</i>	<i>Frottement négatif (T)</i>
420	11.2
520	13.9
620	16.5
720	19.2
820	21.9
920	24.6
1020	27.2

Tableau A1.2

Ne pas traité avec CMC <i>q_s = -32kPa</i>	
<i>Diamètre pieu (mm)</i>	<i>Frottement négatif (T)</i>
520	44.4
620	53.0
720	61.5
820	70.0

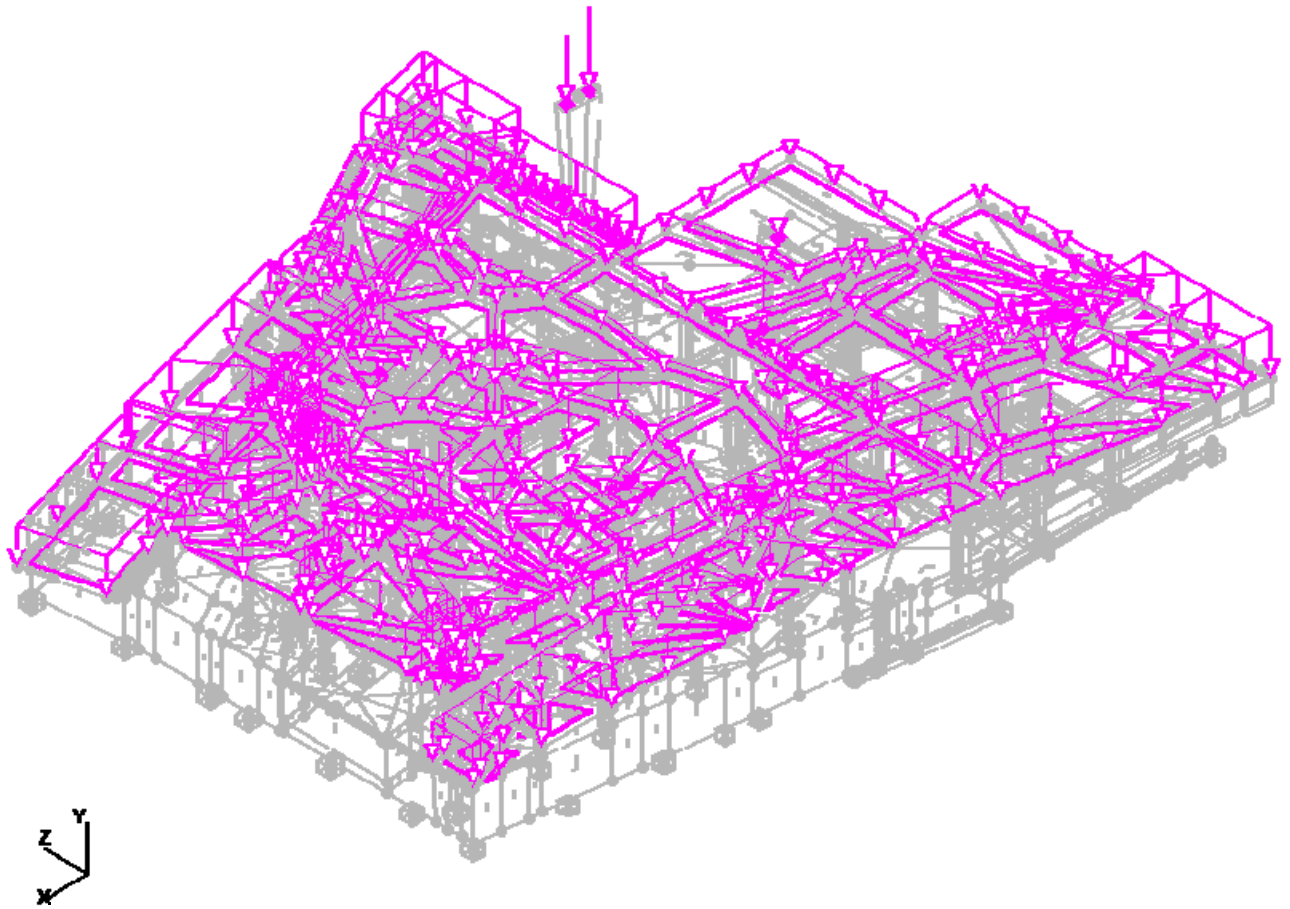


Fig. A1.1 : Vue 3D des cas de charge 2

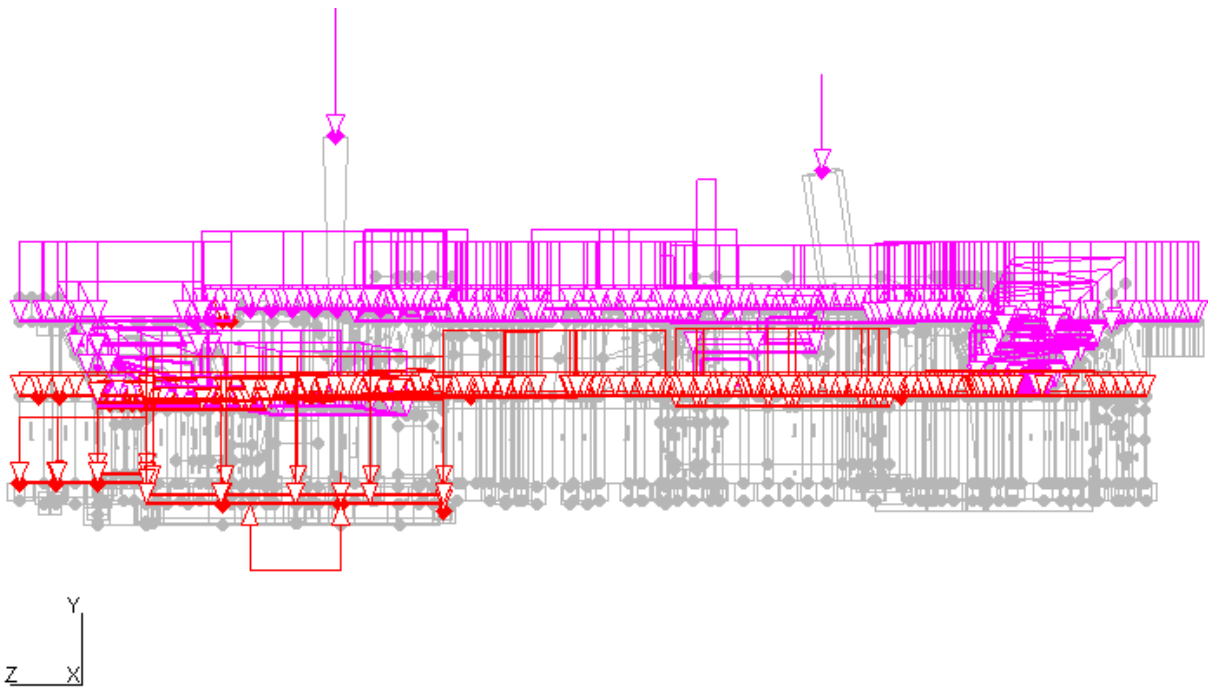


Fig. A1.2 : Vue 3D des cas de charge 2 (rose) et 4 (rouge)

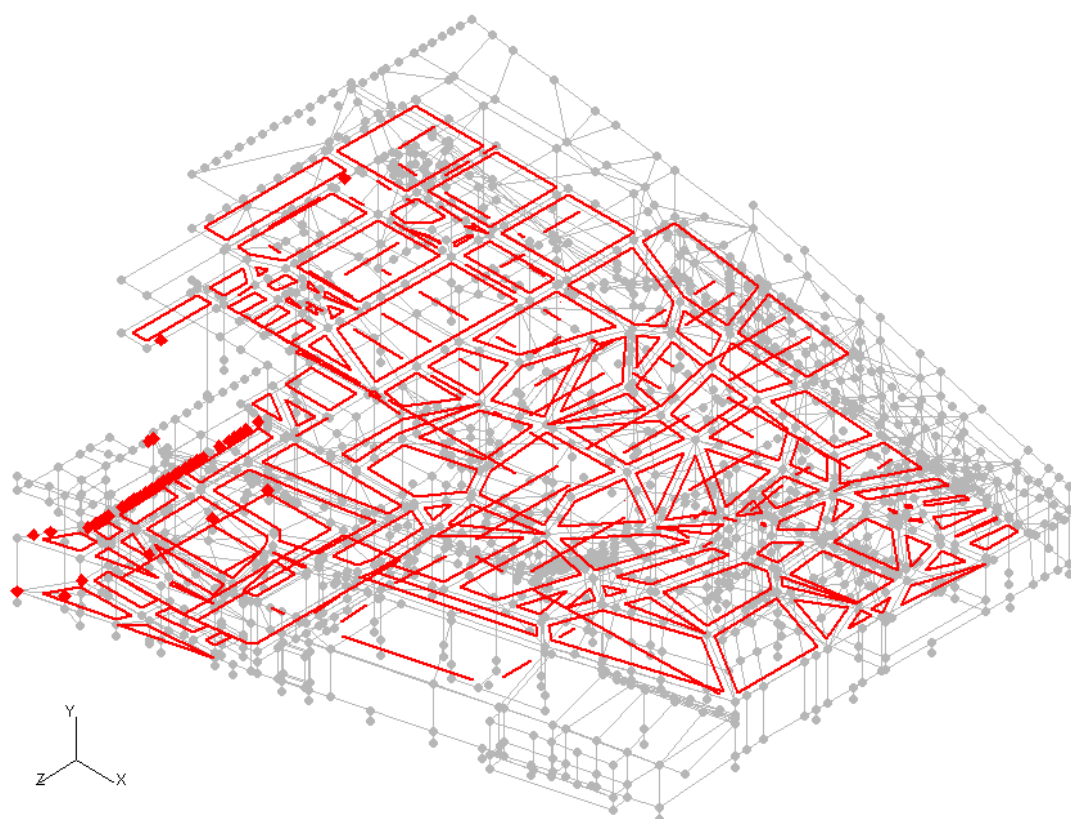


Fig. A1.3 : Cas de charge 4. Les charges linéaires sont les cloisons en maçonnerie

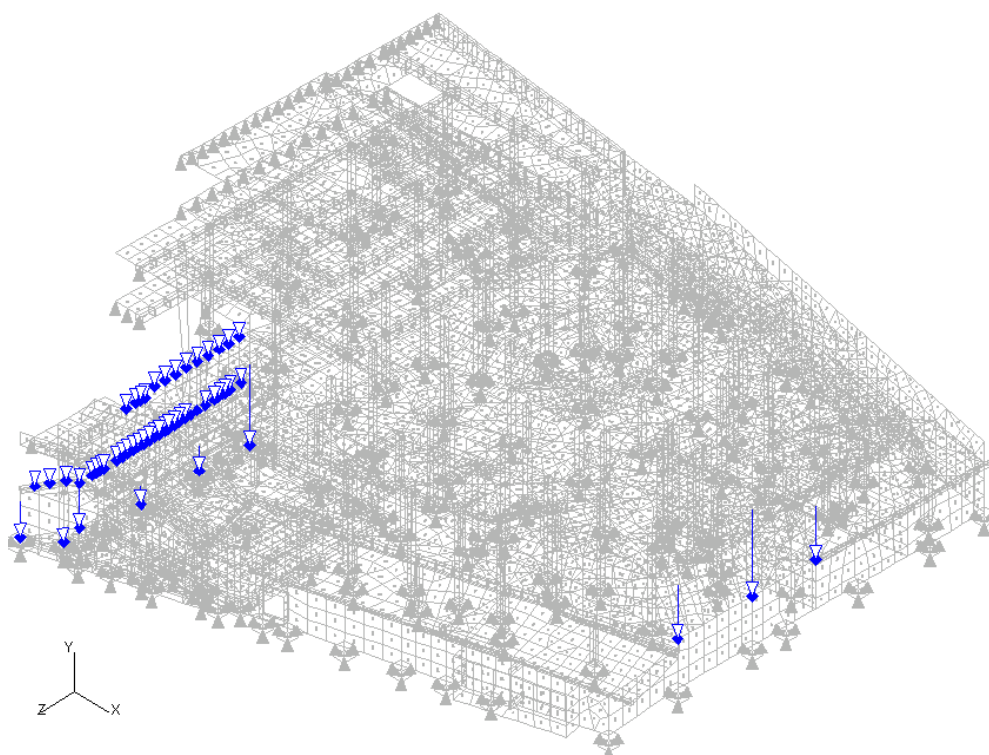


Fig. A1.4 : Vue 3D du cas de charge 5

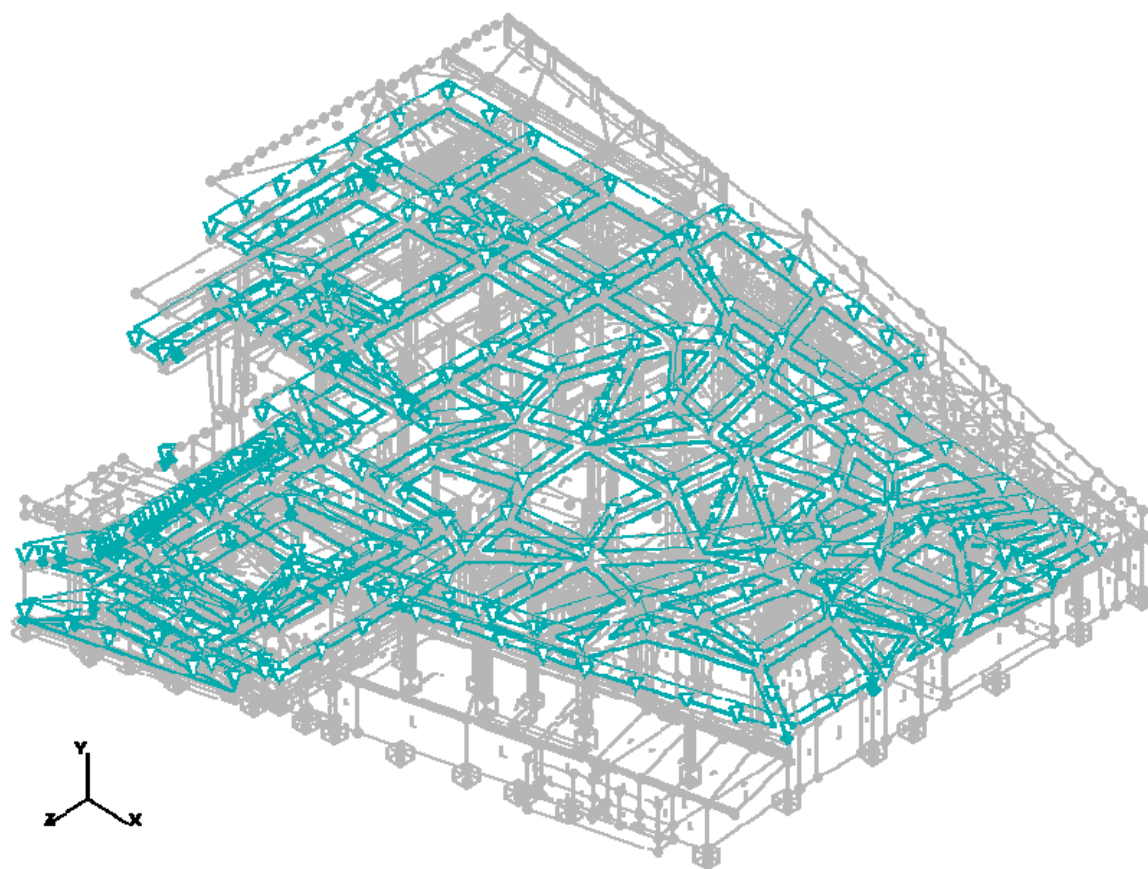


Fig. A1.5 : Vue 3D du cas de charge 6

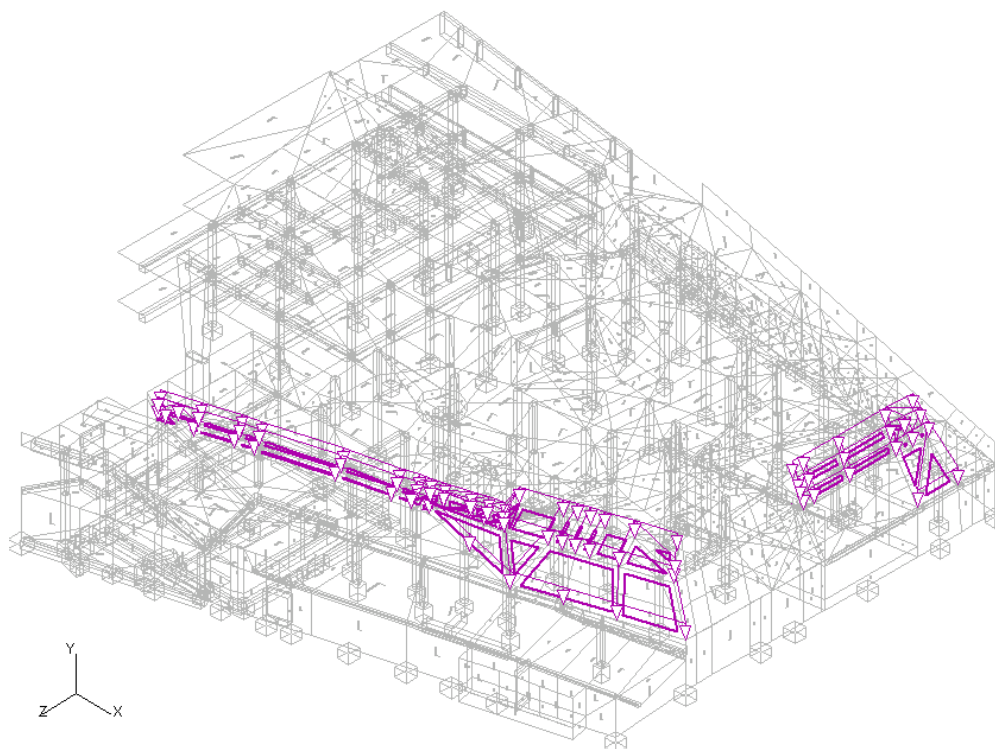


Fig. A1.6 : Vue du cas de charge 7

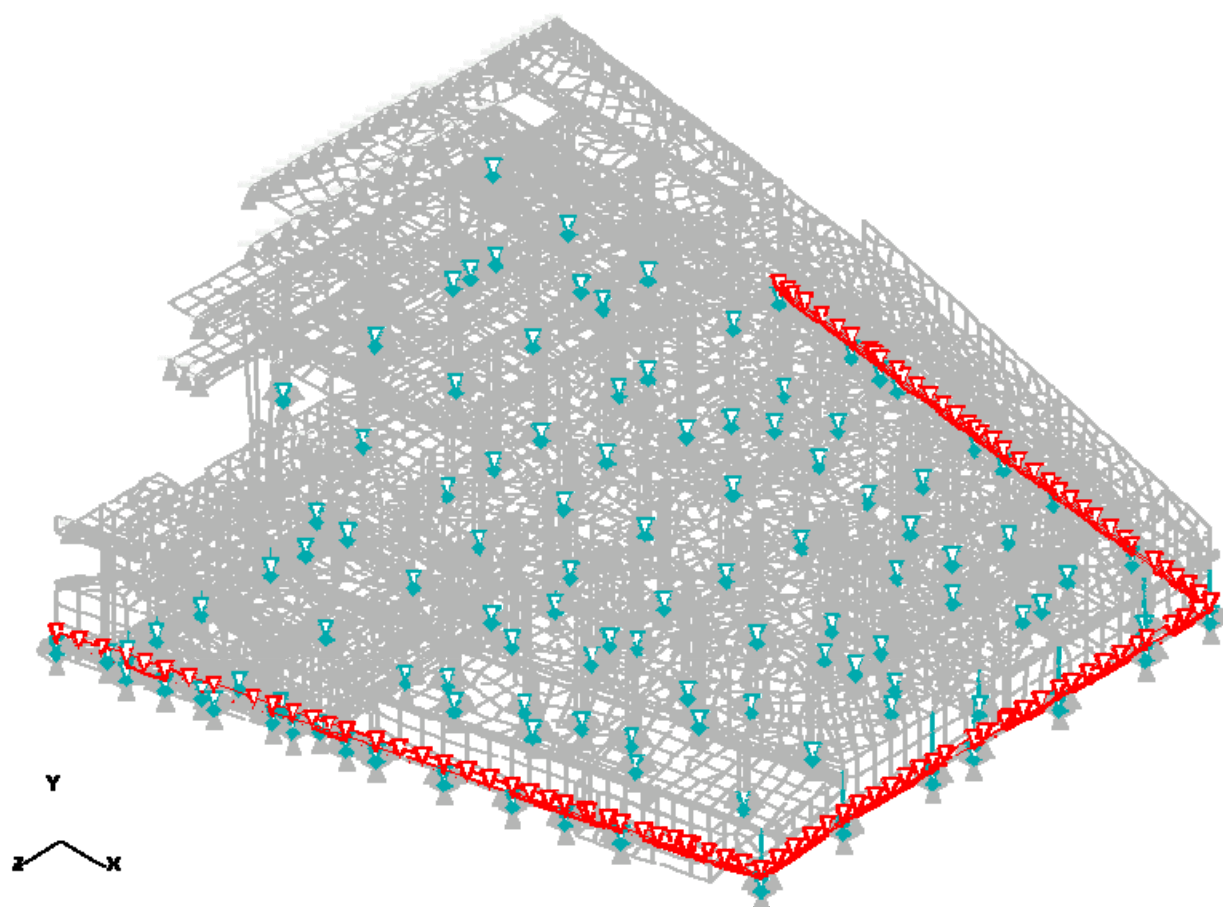


Fig. A1.7 : Vue 3D des cas de charge 14 (rouge) et 15 (bleu)

ANNEXE 2 : RAIDEURS

Raideur des pieux :

Tableau A2.1

Diamètre pieu (mm)	Raideur horizontale X (T/m)	Raideur horizontale Y (T/m)	Raideur verticale Z (T/m)
420	568	568	9500
520	700	700	12211
620	850	850	15091
720	1020	1020	17920
820	1214	1214	20714
920	1408	1408	23613
1020	1604	1604	26412

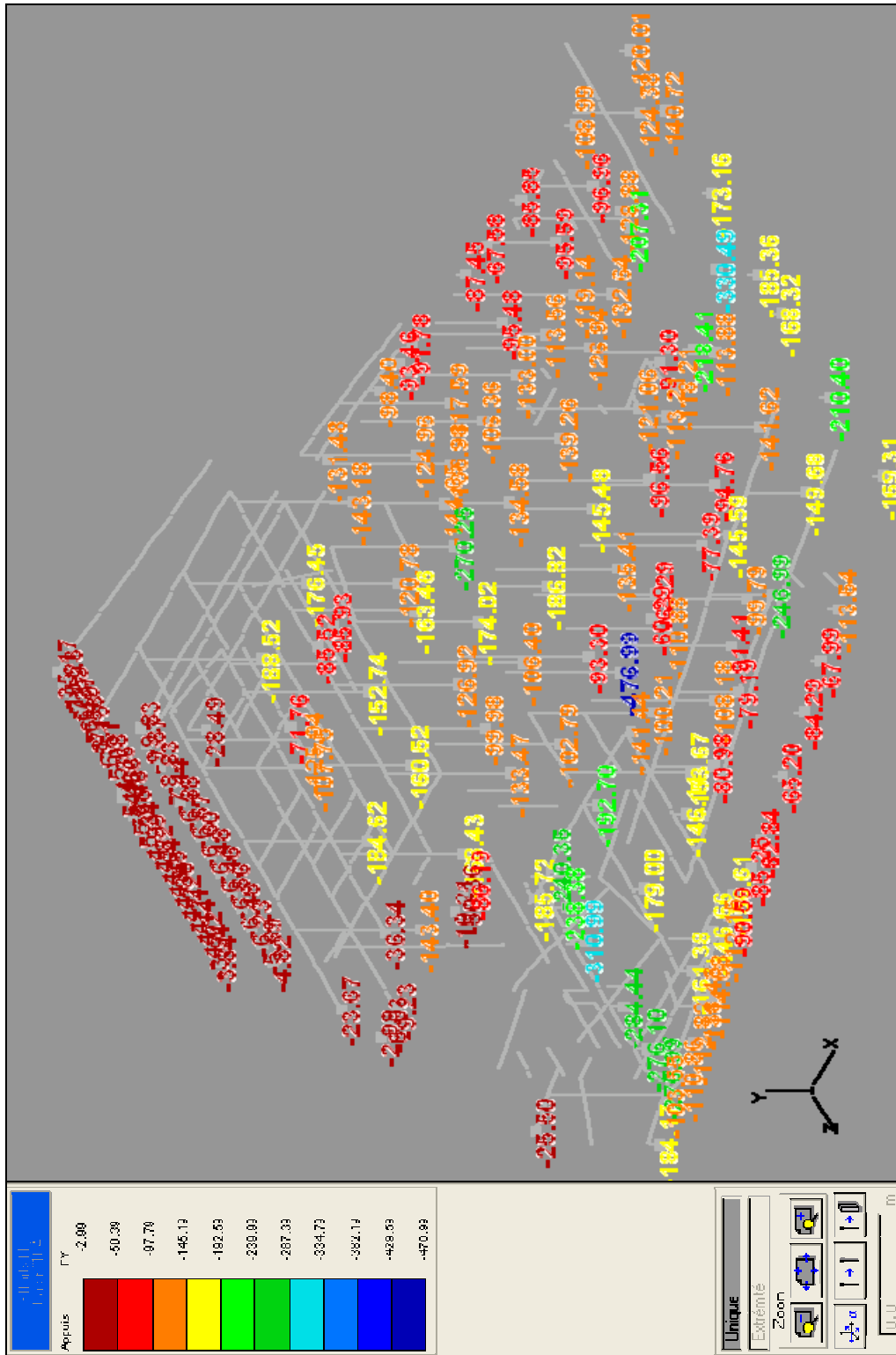
Raideur des corbeaux (approximées) :

Tableau A2.2

Corbeau	Raideur verticale (T/m)
CP3.01	2150
CP3.51	2150
AG3.51	5700
AG6.51	3800
C6.51	16400
C6.52	16400
CF3.01	2150
CF3.52	2150
CF6.01	7350
CF6.03	7350

ANNEXE 3 : DESCENTE DE CHARGES

Descentes de charges sous combinaison ELS dimensionnante (avec frottement négatif)



FigA3

A3.1 Comparatif entre les réactions d'appui du modèle SANS renforcer et la DDC de l'ancien groupement d'entreprises

Tableau A3.1

	EFFORTS SUR LES APPUIS				EFFORTS SUR LES APPUIS			SURCHARGE > 10%
	MODELE EFFEL				NOTE DES CALCULS			
	FX (T)	FY (T)	FZ (T)		Sommes	FX (T)	FY (T)	
MP14.09B	0	0	-45.09	<i>avec PI4.09</i>				
MPI4.09A	0	0	-43.76	<i>avec PI4.09</i>				
MPIA4.26	0	0	-23.31	<i>avec PI4.26</i>				
PI4.15	0	-4.67	-292.34		-4.51	3.68	-220.27	
PI16A	0.55	-2.53	-66.09	-141.56	-2.32	2.50	-87.41	
PI16B	0.47	-2.24	-75.47					
PI3.66	-2.05	-0.16	-12.45		-5.27	-0.34	-5.60	
PI4.00	0.43	-2.36	-136.16		-5.30	4.50	-129.86	
PI4.01	0.66	-0.58	-104.16		-4.21	-6.27	-96.57	
PI4.02	0.73	-0.42	-97.89		-4.23	-5.81	-93.39	
PI4.03	-0.04	-0.4	-88.66		-3.92	-6.61	-87.98	
PI4.04	0.03	0.26	-77.92		-4.39	-6.07	-83.46	
PI4.05	0	-0.07	-82.57		-6.81	-6.49	-100.89	
PI4.06	0.63	-3.21	-72.69		-8.90	6.76	-106.39	
PI4.07	0.65	-0.07	-97.62		-6.59	4.88	-106.28	
PI4.08	1.29	-0.08	-128.1		-8.32	4.82	-142.91	
PI4.09	0.17	-3.49	-88.86	-177.71	-7.33	2.97	-112.61	
PI4.10	0.54	-3.55	-115.32		-7.81	3.15	-129.24	
PI4.100	0.2	-0.41	-110.15		-1.03	1.29	-101.01	
PI4.101	-0.04	-0.62	-134.74		-1.10	1.31	-136.83	
PI4.102	0	-0.62	-149.08		-1.15	0.91	-149.08	
PI4.103	0.27	-0.7	-112.42		-0.73	0.68	-103.16	
PI4.104	0.19	-0.8	-85.82		-0.83	0.69	-76.25	
PI4.105	0.26	-0.97	-95.53		-0.67	0.97	-86.38	
PI4.106	0.12	-0.45	-96.18		-1.06	1.16	-81.68	
PI4.107	-0.7	-0.71	-106.86		-4.50	1.65	-107.01	
PI4.108	0.28	-0.61	-97.78		-1.16	0.74	-100.36	
PI4.109	0.17	-0.53	-85.44		-1.21	0.73	-91.52	
PI4.11	0.38	-3.19	-86.14		-5.00	2.72	-101.95	
PI4.110	-0.86	-1.18	-104.95		-1.13	1.06	-107.84	
PI4.111	-1.09	-0.83	-82.21		-2.89	4.57	-101.47	
PI4.112	0.05	-0.35	-90.04		-4.38	2.19	-98.69	

PI4.113	-0.08	-0.58	-94.01		-1.33	-1.05	-84.14	
PI4.114	0.03	-3.59	-104.29		-5.92	3.01	-132.41	
PI4.115	-0.21	-0.24	-101.15		-1.64	0.94	-99.45	
PI4.116	-0.04	-0.56	-116.63		-1.44	1.15	-111.78	
PI4.117	-1.3	-0.57	-133.92		-2.77	3.88	-118.33	
PI4.118	0.08	-0.29	-82.63		-5.38	3.26	-99.10	
PI4.12	0.16	-3.98	-117.26		-6.90	3.22	-129.03	
PI4.120	-0.27	-2.41	-135.89		-6.65	2.24	-130.43	
PI4.121	-0.22	-0.68	-102.48		1.66	0.82	-101.82	
PI4.122	0.11	-0.37	-83.87		-5.83	2.83	-93.55	
PI4.123	-0.02	-2.92	-114.67		-8.11	3.82	-125.87	
PI4.124	0.19	-2.92	-134.69		-8.25	3.78	-128.21	
PI4.125	-0.07	-0.32	-104.1		-8.01	3.32	-129.87	
PI4.126	0.08	-0.51	-137.31		-5.45	3.41	-125.86	
PI4.127	0.01	-0.03	-147.1		-3.16	3.80	-155.65	
PI4.129	2.57	-7.03	-188.94		-3.67	5.88	-195.24	
PI4.13	0.58	-3.82	-116.41		-6.36	3.02	-125.50	
PI4.130	2.78	-7.73	-181.58		-3.02	7.92	-156.69	
PI4.131	1.34	-5.15	-120.19		3.27	6.72	-94.07	
PI4.132	0.26	0.9	-85.09		-2.72	5.06	-108.61	
PI4.14	0.65	-0.08	-141.48		-	4.24	-147.13	
					10.75			
PI4.15	0	-0.07	-174.66		-	4.47	-179.76	
					13.13			
PI4.16	2.71	-0.4	-164.86		-	4.43	-181.60	
					12.36			
PI4.17	2.52	-7.35	-111.64		-	5.37	-147.15	
					10.58			
PI4.18	2.01	-7.59	-109.71		-	15.94	-117.96	
					10.16			
PI4.19	2.13	-8.03	-97.29		-3.76	3.98	-91.26	
PI4.20	1.56	-5.85	-104.8		-3.04	4.45	-88.29	
PI4.21	1.26	-4.69	-111.13		-2.41	7.62	-100.05	
PI4.22	2.57	-6.81	-151.7		-2.45	6.61	-118.30	
PI4.23	1.97	-6.69	-150.73		-4.98	10.02	-124.78	
PI4.24	1.49	-8.14	-217.84		-7.92	9.42	-129.70	
PI4.25	4.28	-12.86	-348.13		-5.89	12.35	-209.41	
PI4.26	2.85	-4.13	-172.38	-195.69	-2.75	6.89	-166.76	
PI4.27	2.85	-5.71	-209.03		-3.26	7.21	-184.16	
PI4.28	3.38	-10.02	-361.76		6.68	11.41	-317.55	
PI4.29	1.58	-5.13	-28.09		-3.10	5.59	-172.92	
PI4.30	3.1	-11.18	-390.51		-8.26	10.67	-353.89	
PI4.31A	0	-8.31	-224.09	-519.73	-8.28	9.18	-341.86	
PI4.31B	0	-8.37	-295.64					
PI4.32	2.4	-6.76	-232.24		-4.65	5.57	-215.68	
PI4.33	1.99	-5.14	-167.87		-3.37	4.51	-159.84	
PI4.69	0.54	-3.61	-187.75		-4.03	-2.95	-143.59	

PI4.70A	0.05	-2.01	-76.07	-146	-1.92	-1.97	-88.43	
PI4.70B	0.04	-1.79	-69.93					
PI4.71	-0.12	-0.22	-139.6		1.67	1.09	-105.87	
PI4.72	0.12	-0.54	-173.02		1.78	0.98	-145.00	
PI4.73	0.06	-1.22	-147.95		1.72	-1.03	-113.88	
PI4.74	0.6	-3.68	-184.49		-4.05	2.80	-157.05	
PI4.75A	0.02	-2.97	-72.58	-145.26	-2.18	-2.25	-110.38	
PI4.75B	-0.1	-3.07	-72.68					
PI4.76	-0.08	-2.61	-147.89		-2.22	2.23	-123.20	
PI4.77	0.06	-0.54	-168.42		-1.68	1.08	-144.80	
PI4.78	-0.07	-1.16	-156.24		-1.74	-0.85	-122.03	
PI4.79	0.04	-0.47	-144.63		-5.26	4.47	-133.82	
PI4.80	0.11	-0.99	-141.18		-1.33	1.25	-134.65	
PI4.81	0.14	-0.76	-131.7		-1.29	1.36	-112.79	
PI4.82	0.41	-0.86	-119.54		-1.33	0.83	-112.90	
PI4.83	0.33	-0.54	-100.06		-1.21	0.84	-98.83	
PI4.84	0.38	-0.43	-117.23		-1.11	1.00	-105.28	
PI4.85	0.24	-0.7	-127.56		-5.36	-4.61	-103.35	
PI4.86	0	-0.38	-114.19		-1.11	-1.14	-79.21	
PI4.87	0.08	-0.44	-121.68		0.93	1.25	-91.48	
PI4.88	0.12	-0.78	-177.76		-0.98	1.39	-150.54	
PI4.89	-0.33	-1.26	-142.93		-1.31	1.09	-184.58	
PI4.90	-0.2	-0.47	-104.98		-1.20	0.68	-107.68	
PI4.91	-0.15	-0.65	-111.73		-1.13	0.98	-108.44	
PI4.92	-0.08	-0.65	-120.67		-5.20	-4.27	-104.21	
PI4.93	-0.08	-0.38	-109.57		-1.21	1.21	-87.76	
PI4.94	0.04	-0.68	-139.94		-1.13	1.48	-129.50	
PI4.95	0.02	-0.6	-132.56		-1.05	-0.82	-116.57	
PI4.96	0.03	-0.6	-136.08		-1.04	0.88	-118.95	
PI4.97	0.06	-0.68	-134.18		-1.12	0.91	-123.59	
PI4.98	0.35	-0.83	-133.88		-0.81	1.25	-141.36	
PI4.99	0.15	-0.49	-99.37		-4.15	-1.87	-101.39	

A3.2 Comparatif entre réactions d'appui du modèle AVEC les renforcements proposés et la capacité portante

LA CAPACITE NE TIENT PAS EN COMPTE LES MICROPIEUX

Tableau A3.2

PIEUX	EFFORTS APPUI			CAPACITE PORTANTE DU PIEU (axe Z)			Marge de capacité(<0 si pieu insuffisant)
	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	DDC ancienne entreprise FZ (T)	Maximum si résistance béton= 5.5Mpa FZ (T)	ELS limite (dimensions réelles) FZ (T)	
PI15	-0.05	4.41	-476.99	-220.3	-292	-212	-265.0
PI16A	0.62	4.15	-60.29	-89.30	-117	-70	9.7
PI16B	0.53	3.82	-110.88		-117	-70	-40.9
PI3.66	-1.11	0.07	-28.49	-168.78	-225	-177	148.5
PI4.00	1.16	1.76	-131.48	-131.00	-167	-158	26.5
PI4.01	1.21	0.44	-98.4	-101.30	-117	-126	18.8
PI4.02	1.17	0.29	-91.78	-98.50	-117	-115	23.2
PI4.03	-0.04	0.39	-87.45	-93.50	-117	-104	16.6
PI4.04	0.03	-0.18	-85.85	-89.10	-117	-104	18.2
PI4.05	-0.03	0.27	-108.99	-106.60	-167	-119	10.0
PI4.06	0.35	3.74	-120.01	-145.40	-167	-171	46.6
PI4.07	0.09	0.08	-140.72	-145.30	-167	-158	17.3
PI4.08	0.53	0.08	-173.16	-188.20	-225	-208	34.8
PI4.09	-0.51	3.52	-330.49	-146.40	-117	-70	-260.5
PI4.10	0.55	3.69	-218.41	-134.50	-167	-145	-73.4
PI4.100	0.25	0.4	-133	-102.10	-117	-104	-29.0
PI4.101	-0.03	0.59	-139.26	-137.60	-167	-145	5.7
PI4.102	-0.08	0.74	-145.48	-149.10	-167	-145	-0.5
PI4.103	0.05	0.84	-135.41	-105.90	-117	-104	-31.4
PI4.104	-0.11	0.75	-63.29	-82.20	-117	-82	18.7
PI4.105	0.18	0.75	-108.18	-90.70	-117	-90	-18.2
PI4.106	0.15	0.5	-113.56	-85.90	-117	-93	-20.6
PI4.107	-1.27	0.75	-126.94	-109.00	-117	-104	-22.9
PI4.108	0.21	0.63	-96.56	-103.90	-117	-116	19.4
PI4.109	0.16	0.67	-77.39	-95.40	-117	-104	26.6
PI4.11	-0.02	3.82	-91.3	-106.60	-117	-115	23.7
PI4.110	-0.56	1.22	-91.41	-109.00	-117	-104	12.6
PI4.111	-0.67	0.99	-79.19	-104.40	-117	-104	24.8
PI4.112	0.03	0.46	-95.59	-102.70	-117	-115	19.4

PI4.113	-0.14	0.65	-119.14	-88.10	-117	-92	-27.1
PI4.114	-0.64	4.76	-121.06	-136.70	-225	-177	55.9
PI4.115	-0.23	0.35	-145.59	-102.10	-117	-104	-41.6
PI4.116	-0.03	0.59	-99.79	-112.30	-117	-115	15.2
PI4.117	-0.94	0.69	-246.99	-119.70	-117	-126	-129.8
PI4.118	0.03	0.39	-96.96	-103.10	-117	-115	18.0
PI4.12	-0.3	4.73	-118.21	-133.70	-167	-145	26.8
PI4.120	-0.92	2.5	-132.64	-133.00	-167	-145	12.4
PI4.121	-0.27	0.8	-94.76	-105.50	-117	-115	20.2
PI4.122	0.05	0.45	-124.38	-138.90	-167	-158	33.6
PI4.123	-0.46	3.56	-128.88	-129.30	-167	-132	3.1
PI4.124	-0.34	3.56	-207.31	-132.20	-167	-145	-62.3
PI4.125	-0.15	0.39	-113.88	-134.80	-167	-158	44.1
PI4.126	-0.09	0.56	-141.62	-129.30	-167	-145	3.4
PI4.127	-0.29	0.22	-149.68	-158.70	-167	-158	8.3
PI4.129	1.82	6.61	-179	-201.50	-225	-192	13.0
PI4.13	0.64	4.28	-113.21	-129.90	-167	-145	31.8
PI4.130	1.91	6.78	-138.48	-158.80	-167	-155	16.5
PI4.131+	0.95	4.63	-103.55	-117.72	-117	-97	-41.1
PI4.132	0	-0.6	-80.98	-111.4	-117	-113	32.0
PI4.135*	1.18	0.29	-93.46	(nouveau)	-117	-116	22.5
PI4.136*	-0.01	0.21	-67.58	(nouveau)	-76	-76	8.4
PI4.137*	1.07	4.09	-67.99	(nouveau)	-76	-76	8.0
PI4.138*	1.23	4.68	-65.2	(nouveau)	-76	-76	10.8
PI4.139*	1.04	4.15	-90.59	(nouveau)	-117	-116	25.4
PI4.14	-0.39	0.08	-185.36	-194.00	-225	-208	22.6
PI4.140*	1.44	6.34	-114.68	(nouveau)	-167	-166	51.3
PI4.141*	1.13	5.71	-110.86	(nouveau)	-167	-166	55.1
PI4.142*	2.11	9.55	-276.1	(nouveau)	-367	-366	89.9
PI4.143*	1.83	5.49	-146.66	(nouveau)	-167	-166	19.3
PI4.144*	1.27	7.64	-238.38	(nouveau)	-292	-290	51.6
PI4.15	0.47	0.07	-168.32	-232.50	-367	-288	119.7
PI4.16	1.06	0.49	-210.4	-225.10	-225	-238	14.3
PI4.17	0.46	7.39	-169.31	-188.90	-225	-192	22.7
PI4.18	1.42	5.46	-113.54	-122.30	-167	-119	5.5
PI4.19	1.43	5.44	-84.29	-97.20	-117	-104	19.7
PI4.20	1.15	4.38	-82.84	-94.90	-117	-104	21.2
PI4.21	1	3.77	-85.25	-105.60	-117	-104	18.8
PI4.22	1.57	6.05	-112.15	-124.50	-167	-119	6.8
PI4.23	1.24	5.99	-112.82	-130.20	-167	-145	32.2
PI4.24+	1.01	8.02	-184.17	-220.10	-451	-353	107.4
PI4.25+	2.21	11.25	-270.99	-360.05	-451	-418	56.7
PI4.26	1.96	5.75	-156.61	-168.50	-167	-145	-11.6
PI4.27	1.91	5.65	-161.38	-184.20	-167	-171	5.3
PI4.28	1.81	9.15	-284.44	-370.10	-367	-396	82.5
PI4.29	2.64	5.43	-146.14	-174.10	-167	-171	20.5
PI4.30	1.65	10.08	-310.99	-418.00	-451	-375	64.0

RENFORCEMENT DES FONDATIONS D'UN BATIMENT SINGULIER

PI4.31A	1.47	7.49	-185.72		-292	-247	61.3
PI4.31B	1.6	7.61	-240.35	-520.50	-292	-247	6.7
PI4.32	1.77	6.05	-192.7	-215.80	-225	-229	32.0
PI4.33	1.51	5.25	-141.44	-162.80	-167	-171	25.2
PI4.69	0.57	2.66	-188.52	-149.00	-225	-177	-11.5
PI4.70A	0.01	1.41	-71.76		-76	-56	-15.8
PI4.70B	-0.04	1.35	-125.94	-90.80	-76	-56	-69.9
PI4.71	-0.12	2.56	-107.75	-111.20	-225	-132	24.3
PI4.72	0.09	0.38	-184.62	-146.00	-167	-171	-18.0
PI4.73	0.11	1	-143.4	-118.10	-167	-145	1.6
PI4.74	0.68	2.9	-176.45	-161.60	-225	-208	31.6
PI4.75A	0.05	2.36	-85.52		-167		81.1
PI4.75B	-0.08	2.49	-85.93	-116.60	-167	-167	80.7
PI4.76+	-0.15	2.21	-152.74	-127.50	-167	-137	-66.7
PI4.77	0.01	0.44	-160.52	-146.30	-167	-171	6.1
PI4.78	-0.04	1.09	-168.43	-125.90	-167	-145	-23.4
PI4.79	0.21	0.36	-143.18	-138.50	-167	-171	23.5
PI4.80	0.15	0.9	-120.78	-137.20	-225	-192	71.2
PI4.81	0.14	0.7	-163.46	-116.50	-167	-132	-31.5
PI4.82	0.27	0.76	-126.92	-116.40	-167	-132	5.1
PI4.83	0.22	0.61	-99.98	-102.30	-117	-112	12.0
PI4.84	0.31	0.52	-133.47	-108.7	-117	-126	-16.2
PI4.85	0.29	0.68	-124.96	-108.30	-167	-158	33.0
PI4.86	0.01	0.39	-136.98	-82.40	-117	-115	-22.0
PI4.87	0.13	0.38	-144.65	-93.10	-117	-126	-27.4
PI4.88	0.02	0.58	-270.25	-150.50	-167	-158	-112.3
PI4.89	-0.41	1.07	-174.02	-184.60	-225	-192	18.0
PI4.90	-0.07	0.54	-106.4	-109.50	-117	-115	8.6
PI4.91	-0.1	0.63	-102.79	-111.80	-117	-120	14.4
PI4.92	-0.04	0.63	-117.59	-109.90	-167	-145	27.4
PI4.93	-0.04	0.37	-106.36	-91.20	-117	-115	8.6
PI4.94	0	0.68	-134.58	-130.70	-167	-145	10.4
PI4.95	-0.09	0.65	-186.82	-116.60	-117	-115	-71.8
PI4.96	0.24	0.77	-93.3	-120.00	-117	-121	23.9
PI4.97	0.08	0.28	-100.21	-127.40	-167	-129	28.8
PI4.98	0.08	1.05	-153.67	-141.70	-167	-129	-24.7
PI4.99	0.17	0.52	-95.48	-104.90	-117	-115	19.5

* Pieux nouveaux. Leur capacité est calculée selon leurs dimensions

+: Pieux avec entreaxe < 3 x (Diamètre du pieu plus grand). Coefficient déjà appliqué.

A3.3 Vérification des corbeaux

CORBEAUX DU BLOC 4 SUR LESQUELS S'APPUIENT LES BLOCS 3 ET 6

Tableau A3.3

	MODELE RENFORCE	ANCIENNE DDC	DIFFERENCE
	FZ	FZ	
CORBEAUX	(T)	(T)	
AG3.51	-35.22	-30.51	15.4%
AG6.51	-25.44	-46.64	-45.5%
C6.51	-23.66	-22.13	6.9%
C6.52	-36.45	-49.6	-26.5%
CF3.01A	-4.82	-5.15	-6.4%
CF3.01B	-5.7	-6.53	-12.7%
CF3.01C	-6.24	-7.38	-15.4%
CF3.01D	-6.49	-7.09	-8.5%
CF3.01E	-6.57	-7.15	-8.1%
CF3.01F	-6.47	-7.43	-12.9%
CF3.01G	-6.48	-6.48	0.0%
CF3.01H	-6.6	-8.84	-25.3%
CF3.01I	-6.58	-5.87	12.1%
CF3.01J	-6.89	-8.77	-21.4%
CF3.01K	-7.44	-7.81	-4.7%
CF3.01L	-8.83	-6.71	31.6%
CF3.01M	-9.87	-10.31	-4.3%
CF3.52A	-3.84	-4.61	-16.7%
CF3.52B	-3.94	-4.4	-10.5%
CF3.52C	-4.02	-4.9	-18.0%
CF3.52D	-4.14	-5.09	-18.7%
CF3.52E	-4.21	-5.14	-18.1%
CF3.52F	-4.23	-5.14	-17.7%
CF3.52G	-4.31	-4.86	-11.3%
CF3.52H	-4.46	-5.8	-23.1%
CF3.52I	-4.65	-4.71	-1.3%
CF3.52J	-4.82	-4.83	-0.2%
CF3.52K	-5.01	-4.54	10.4%
CF3.52L	-5.26	-4.03	30.5%
CF3.52M	-5.67	-3.89	45.8%
CF3.52N	-5.47	-18.41	-70.3%
CF3.52O	-5.47	-6.66	-17.9%
CF3.52P	-4.35	-5.46	-20.3%
CF3.52Q	-4.34	-7.54	-42.4%
CF3.52R	-5.07	-7.09	-32.8%
CF3.52S	-6.5	-4.06	-8.3%
CF3.52T	-7.52	-2.92	85.2%
CF3.52U	-6.48	-4.38	47.9%

CF3.52V	-6.36	-4.71	35.0%
CF3.52W	-7.69	-3.83	100.8%
CF3.52X	-10.24	-4.58	123.6%
CF6.01A	-3.01	-3.07	-2.0%
CF6.01B	-6.03	-6.83	-11.7%
CF6.01C	-9.2	-10.64	-13.5%
CF6.03A	-10.26	-8.14	26.0%
CF6.03B	-50.58	-42.74	18.3%
CF6.03C	-86.51	-90.57	-4.5%
CP3.01	-9.82	-36.83	-73.3%
CP3.51	-8.14	-26.4	-69.2%

PAR GROUPES			
SOMME CORBEAU PH - 0.450m	-64.03	-80.35	-20.3%
SOMME CORBEAU PH - 0.935m	-107.38	-108.14	-0.7%
SOMME CORBEAU PH - 4.360m	-98.8	-132.35	-25.3%
SOMME CORBEAU CF6.03	-147.35	-141.45	4.2%
SOMME CORBEAU CF6.01	-18.24	-20.54	-11.2%

ANNEXE 4 : RENFORCEMENTS PROPOSES

A4.1 Renforcement par micropieux :

Tableau A4.1

PIEUX	n° micro pieux*DIAMETRE EXT	Raideur de plus total des μ-pieux (T/m)	Charge prise par les micropieux (T)	Longueur totale par micropieu (m)	Diamètre forage micropieux (mm)
PI15	4*168.3mm	56000	313.7	22.3	250
PI16B	2*114.3mm	13276	50.3	17.8	200
PI4.09	4*114.3mm	26552	172.7	19.8	250
PI4.10	2*114.3mm	13276	106.3	18.5	200
PI4.100	2*73mm	4616	37.5	65.6	200
PI4.103	2*114.3mm	13276	65.6	15.3	200
PI4.105	2*73mm	4616	26.9	10.7	200
PI4.106	2*73mm	4616	30.4	11.1	200
PI4.107	2*73mm	4616	33.5	11.9	200
PI4.113	2*73mm	4616	30.8	11.2	200
PI4.115	2*114.3mm	13276	70	15.8	200
PI4.117	2*139.7mm	10830	141.3	24	200
PI4.124	1*114.3mm	6638	65.8	22.8	200
PI4.131	1*139.7mm	1080	52.8	20	200
PI4.26	1*73mm	2308	21.3	12.6	200
PI4.69	2*73mm	4616	39.6	12.2	200
PI4.70A	2*73mm	4616	21	10	200
PI4.70B	2*114.3mm	13276	39	15.8	200
PI4.72	2*73mm	4616	45	12.9	200
PI4.76	1*73mm	2308	66.7	24	200
PI4.78	2*73mm	4616	40.3	12.3	200
PI4.81	2*73mm	4616	39.6	12.2	200
PI4.84	2*73mm	4616	37	11.9	200
PI4.86	2*73mm	4616	37.8	12	200
PI4.87	2*73mm	4616	40	12.3	200
PI4.88	2*139.7mm	10830	141.6	20.9	250
PI4.95	2*139.7mm	10830	108	20.3	200
PI4.98	2*73mm	4616	37	11.9	200

On ne dépasse jamais les 25 m de profondeur qui correspondent à la côte supérieur des molasses.

A4.2 Renfort avec des nouveaux pieux

Tableau A4.2

PIEUX	RaideurDX=DY (T/m)	RaideurDZ (T/m)	Diamètre (m)	Section (m²)	Longueur (m)	Tête des pieux (mm)
PI4.135	700	12211	0.520	0.2124	16	800x800x800ht
PI4.136	568	9500.	0.420	0.1385	16	700x700x800ht
PI4.137	568	9500.	0.420	0.1385	16	700x700x800ht
PI4.138	568	9500.	0.420	0.1385	16	700x700x800ht
PI4.139	700	12211	0.520	0.2124	16	800x800x800ht
PI4.140	850	15086	0.620	0.3019	16	900x900x800ht
PI4.141	850	15086	0.620	0.3019	16	900x900x800ht
PI4.142	1408	23613	0.920	0.6648	20	1200x1200x800ht
PI4.143	850	15091	0.620	0.3019	16	900x900x800ht
PI4.144	1214	20714	0.820	0.5281	20	1100x1100x800ht