

Les structures complexes : de la conception à la réalisation

bordas + peiro

Maître de stage : Miquel Peiro

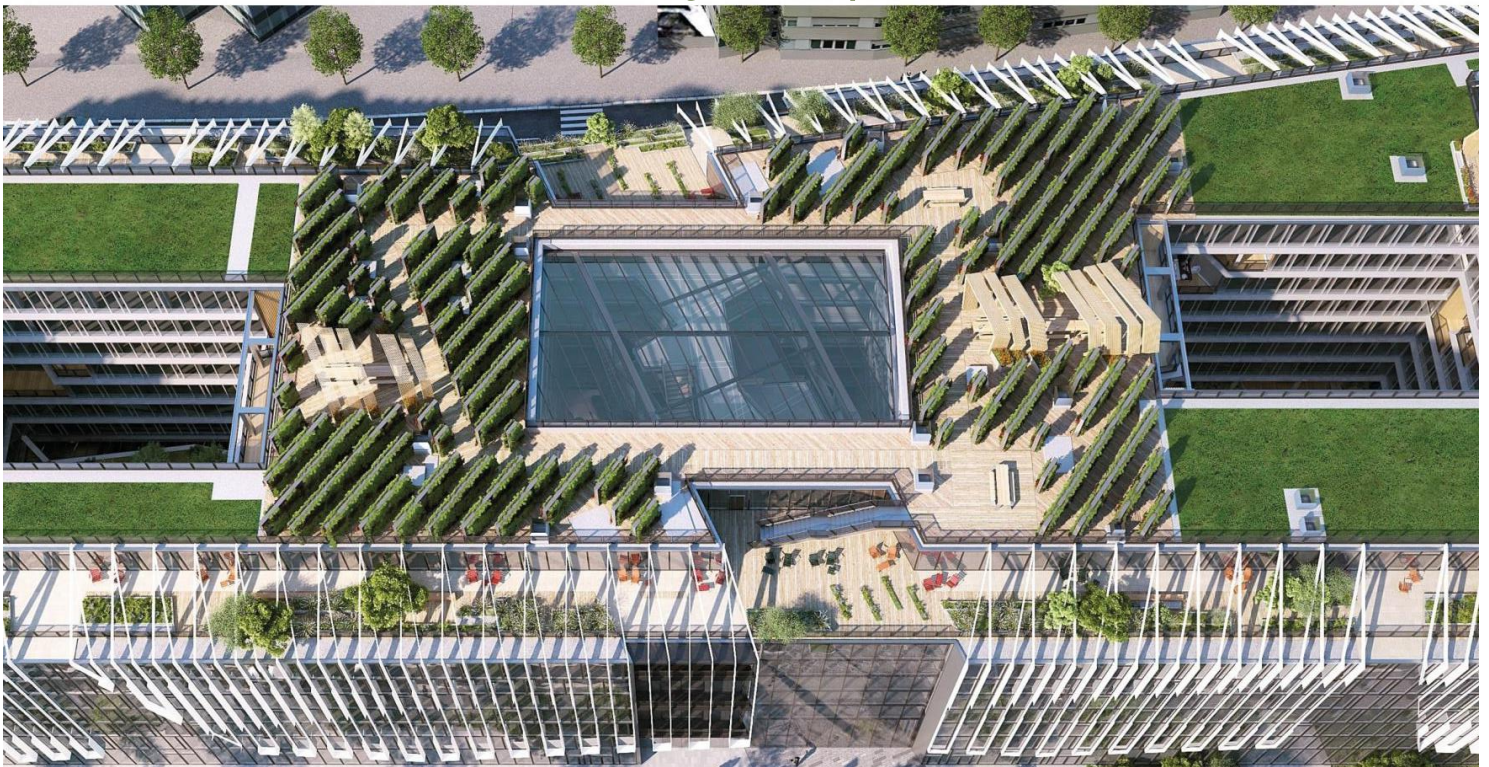


Figure 1 : Perspective du projet Issy Guynemer, Issy-les-Moulineaux // © ARTE Charpentier

pour en savoir plus...
eivp-paris.fr

Ecole des Ingénieurs de la Ville de Paris
80 rue Rébeval
75019 Paris



architecte
ingénieur

bordas
peiro

Remerciements

Mes premiers remerciements s'adressent à Miquel Peiro, mon maître de stage et directeur associé de bordas+peiro, pour sa confiance et le partage de son expertise technique. J'adresse également toute ma gratitude à Anna Maria Bordas, directrice associée de la même agence, pour sa patience et ses conseils avisés qui ont su me guider pendant ce stage de fin d'études. Collaborer à leur entreprise fut une expérience unique.

Mon entière reconnaissance va à Ghita Bansar, Célia Volland, Kiran Meena, et Pablo Salinas, architectes au sein de bordas+peiro, ainsi qu'à Louis Henaux, architecte et ingénieur de l'agence, pour ces 6 mois de collaboration qui furent marqués par une excellente entente et un fort apprentissage mutuel.

Enfin, je tiens également à remercier Hocine Azem, mon tuteur de stage, pour son suivi et ses conseils quant au déroulement et la finalité de ce stage.

Résumé

Dans le cadre du Travail de Fin d'Etudes qui conclut mon cursus à l'Ecole des Ingénieurs de la Ville de Paris, ce mémoire traite du sujet de la conception des structures complexes au cours de la vie du projet de bâtiment, des premières ébauches à la réalisation de l'édifice.

Le projet de construction est issu d'un travail collaboratif mené par l'intégralité des intervenants, et émerge d'un ensemble de contraintes financières, techniques et légales. Au-delà de ces contraintes intrinsèques au projet, c'est bien l'ambition même du projet qui détermine sa complexité. C'est notamment le cas des structures, dont la nature est particulièrement liée au dessin architectural. Ce degré de complexité mène précisément à adapter la démarche de conception dans la temporalité du projet.

Ce document s'appuie sur un travail dans la société bordas+peiro, à la fois bureau d'études structures et agence d'architecture, et détaille la différence d'approche dans la conception structurelle d'un bâtiment suivant son avancement. En étudiant le cas de trois projets distincts, les différents niveaux de précision et d'abstraction de l'ingénierie des structures sont parcourus. Du calcul de faisabilité à la modélisation aux éléments finis, l'approche se doit non seulement d'être adaptée à la progression du projet, mais également en cohérence avec ses contraintes spécifiques.

Loin d'être générique, la démarche globale de conception des structures répond ainsi à une logique propre au projet. De la conception à la réalisation, le processus est marqué par une dynamique d'itérations et d'ajustements permanente.

Mots clefs : ingénierie des structures, architecture, bâtiment, conception, réalisation, résistance des matériaux, béton armé, construction métallique, fondations profondes, analyse aux éléments finis

Abstract

As part of my final internship which concludes my academic curriculum at the School of Engineering of the City of Paris, this paper deals with the subject of design of complex structures through the life cycle of a building project, from the early drafts to the project achievement.

The building project is the result of a collaborative work led by the entire team of project, and emerges from a set of financial, technical and legal constraints. Beyond these inherent constraints, it is the project aspiration which settles its complexity. It is particularly the case of structures which are closely related to the architectural design. This level of complexity leads to adapt the design process during the project.

This document relies on a work in the company bordas+peiro, both structural engineering office and architecture studio, and studies differences in the structural design of a building according to its progress. By analysing three separate projects, the various levels of precision and abstraction are described. From preliminary feasibility calculations to finite elements models, the strategy should be not only adapted to the project progress, but also consistent with its specific constraints.

Far to be generic, the design process meets the own projects logic. From design to construction work, the process is marked by a permanent dynamic of iterations and modifications.

Key words: structural engineering, architecture, building, design, construction work, theory of structures, reinforced concrete, steel construction, deep-rooted foundations, finite elements analysis

Table des Matières

Remerciements	3
Résumé	4
Abstract	5
Introduction	7
Organisme d'accueil et objectifs	8
I. La conception structurelle dès les premières phases du projet	9
1. Le projet de la gare de Stade de France	9
2. Dimensionnement du portique support de toiture	11
3. Gestion de la contrainte des tassements	16
II. La préparation de l'exécution : entre la conception et l'opérationnel	21
1. Le projet Issy Guynemer	21
2. Variantes de poutraison en espace central	22
3. Modélisation aux éléments finis de la charpente métallique	30
III. La gestion de la phase chantier : une démarche de vérification et d'adaptation	37
1. Le projet de la Régie du Chauffage Urbain	37
2. Etude comparative des solutions de fondations profondes	38
3. Une complexité issue de l'exécution des travaux	41
Conclusion	46
Sources	48
Bibliographie	48
Documents de projet	48
Textes réglementaires	48
Webographie	49
Conférence	49
Iconographie	50
Figures	50
Tableaux	52
Annexes	53
Annexe 1 : Portique simplement appuyé – Résultats mécaniques	53
Annexe 2 : Portique encastéré – Résultats mécaniques	54
Annexe 3 : Alternance des parties vides et pleines	55
Annexe 4 : Vérification des critères Eurocode 3	56

Introduction

Le projet de construction naît de la convergence de différents éléments. D'une part, un ensemble de contraintes indissociables au dit projet, et d'autre part l'ambition programmatique du client, accompagné d'une équipe de conception forte de son savoir-faire architectural et technique.

Une structure peut être complexe à différents degrés ; les contraintes, auxquelles on ne peut se soustraire par nature, en définissent un premier stade, mais c'est bien le dessin architectural qui dicte la nature de la structure. Ceci traduit un lien étroit entre structure et architecture, une interdépendance notamment illustrée par un courant de l'architecture régit par le principe selon lequel la forme découle de la fonction¹. Initiée par l'architecte français Eugène Viollet-le-Duc² au cours du XIX^{ème} siècle, cette philosophie de la construction a par exemple guidé le travail d'Eduardo Torroja³, ingénieur civil espagnol du XX^{ème} siècle et précurseur du béton armé. Peter Rice, ingénieur structure irlandais du XX^{ème} siècle, va jusqu'à positionner l'ingénieur en tant que porteur d'une « intelligence créatrice »⁴ et garant de la conception d'une structure qui ira épouser le projet architectural.

C'est ainsi que doit se développer une intelligence de la conception des structures en synergie avec l'évolution du dessin architectural⁵, une réflexion qui se décline à chaque étape du projet. Cela nous mène à interroger la manière dont doit être abordée la question structurelle de chaque projet à un avancement donné, et ce de la conception à la réalisation.

L'idée est de procéder de façon juste, proportionnée et efficace, mais la difficulté réside en l'évolution non linéaire des études de projet. Si les études de faisabilité devraient se limiter à l'avant-projet et l'étude des détails structuraux et d'assemblage aux études d'exécution, itérer et ajuster le projet est inhérent au processus de conception des bâtiments. Pour autant, une cohérence doit être trouvée dans l'enchaînement des études de projet, dont leur précision et leur consistance dépendent d'une part de l'avancement du projet, et d'autre part de l'ensemble des contraintes à respecter.

Ces différentes échelles de conception structurelle sont illustrées à travers mon travail sur trois projets : la Gare de Stade de France, gare du Grand Paris Express en phase d'avant-projet, le projet Issy-Guynemer, sur lequel j'ai travaillé en phase préliminaire des travaux d'exécution, et le projet de la Régie du Chauffage Urbain (RCU), en phase de réalisation.

¹ « [...] *that form ever follows function.* » Sullivan, L. (1896). *The Tall Office Building Artistically Considered*. Philadelphia : Lippincott's Magazine, pp 403–409.

² Viollet-le-Duc, E. (1863). *Entretiens sur l'architecture*. Paris : A. Morel et C^{ie} Editeurs, 1280p.

³ Torroja, E. (1957). *Razón y Ser de los Tipos Estructurales*. Madrid : Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 320p.

⁴ Rice, P. (1994). *An Engineer Imagines*. London : Artemis, 192p.

⁵ ARUP (2016). *Total Design over time*. London : Wardour, 154p.

Organisme d'accueil et objectifs

bordas+peiro est un atelier mixte d'architectes et ingénieurs structures, créé en 2011 par Anna Maria Bordas, ingénieure des Ponts et Chaussées et architecte de formation, et Miquel Peiro, ingénieur civil de formation. Le temps de mon stage au sein de leur société, l'équipe de collaborateurs était composée de quatre architectes, un ingénieur-architecte, et moi-même.

L'ambition de l'agence est à l'image du profil des directeurs associés et de l'équipe collaboratrice, et consiste en la conception de projets d'architecture et d'ingénierie structure, conjointement ou séparément. Concernant la compétence en ingénierie des structures, une préférence est clairement affichée pour les structures complexes et sur-mesure. Ce point s'illustre par les différentes références de l'agence, parmi lesquelles comptent notamment l'immeuble Renardières, le Campus EDF, l'Eglise Suédoise et la Fondation Louis Vuitton. Des calculs manuels à l'utilisation du logiciel Midas gen © - logiciel de modélisation aux éléments finis des structures – en passant par l'utilisation de feuilles de calcul automatisées, il existe une grande diversité d'outils utilisés à l'agence pour la conception des structures.

Cette double compétence reste peu répandue en France, où subsiste une traditionnelle défiance entre architectes et ingénieurs. Au-delà de l'idée de la double compétence, c'est bien une contribution complémentaire des deux corps de métier qui compose le fondement de l'atelier. Malgré la séparation juridique de la société d'ingénierie et de l'agence d'architecture, l'intérêt n'est pas de juxtaposer les aptitudes des différents profils, mais de conjuguer les compétences au sein d'un même atelier.

C'est précisément cette philosophie de la conception que j'ai voulu découvrir en effectuant mon stage de fin d'études au sein de cette société. Portant déjà un fort intérêt pour l'ingénierie des structures, en particulier pour les structures complexes et ambitieuses, mon objectif était d'exercer dans ce domaine du génie civil en synergie avec la démarche architecturale, dans la continuité de ce que l'on aborde durant le semestre Construction en 2^{ème} année de l'EIVP.

I. La conception structurelle dès les premières phases du projet

1. Le projet de la gare de Stade de France

bordas+peiro est architecte de la gare de Stade de France, dans le cadre du Grand Paris Express. Projet d'infrastructure accompagnant l'aménagement de la métropole du Grand Paris par la Société du Grand Paris, 68 nouvelles gares sont prévues, réparties sur 4 nouvelles lignes de transport et 2 lignes en extension. Projet situé à Saint-Denis sur la ligne 15 Est, la maîtrise d'œuvre de la gare Stade de France est assurée par le groupement Koruseo, la société Egis étant mandataire du groupement et gérant l'ingénierie des infrastructures.

Les agences d'architecture du Grand Paris Express

- 37 agences d'architecture
- 68 gares
- dont 9 ouvrages emblématiques
- 7 centres techniques
- Viaduc

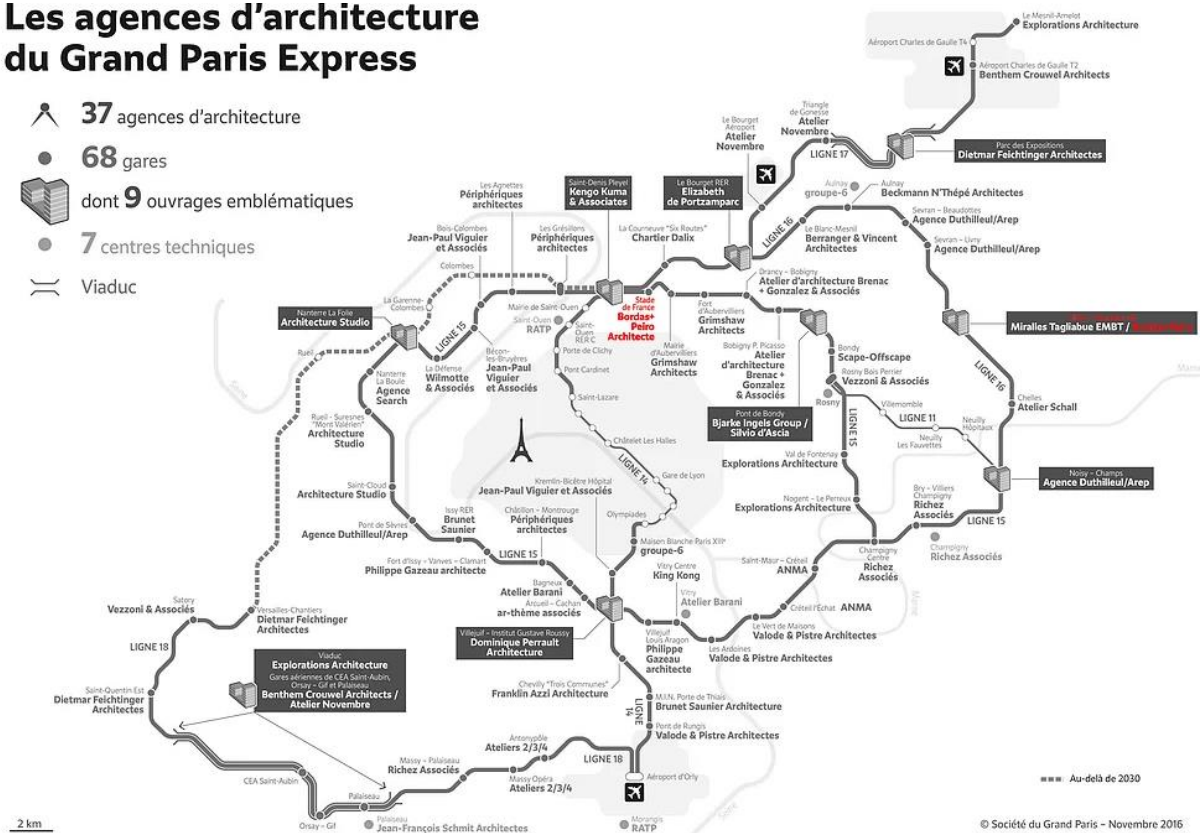


Figure 2 : Situation de la Gare Stade de France dans le Grand Paris Express // © Société du Grand Paris

La gare Stade de France est un projet avec ses contraintes propres au sein du Grand Paris Express. D'une part, celle-ci a une interaction directe avec le tracé d'une autre ligne en projet, la ligne 16 actuellement en phase DCE⁶, tandis que la gare de Stade de France est au stade moins avancé de l'AVP-b⁷. La conséquence directe de cette interface est la gestion particulière du planning des études et des travaux : il a été acté que le marché de la ligne 16 devra la réalisation des parois moulées de la « boîte souterraine » du projet, et que le marché de la ligne 15 Est devra la réalisation des structures internes de la gare et de la superstructure.

⁶ Dossier de Consultation des Entreprises

⁷ Seconde phase de l'Avant-Projet

D'autre part, ce projet se trouve être accolé à la gare existante du RER Stade de France. Une des problématiques à traiter est donc la conservation du bon maintien des structures existantes.

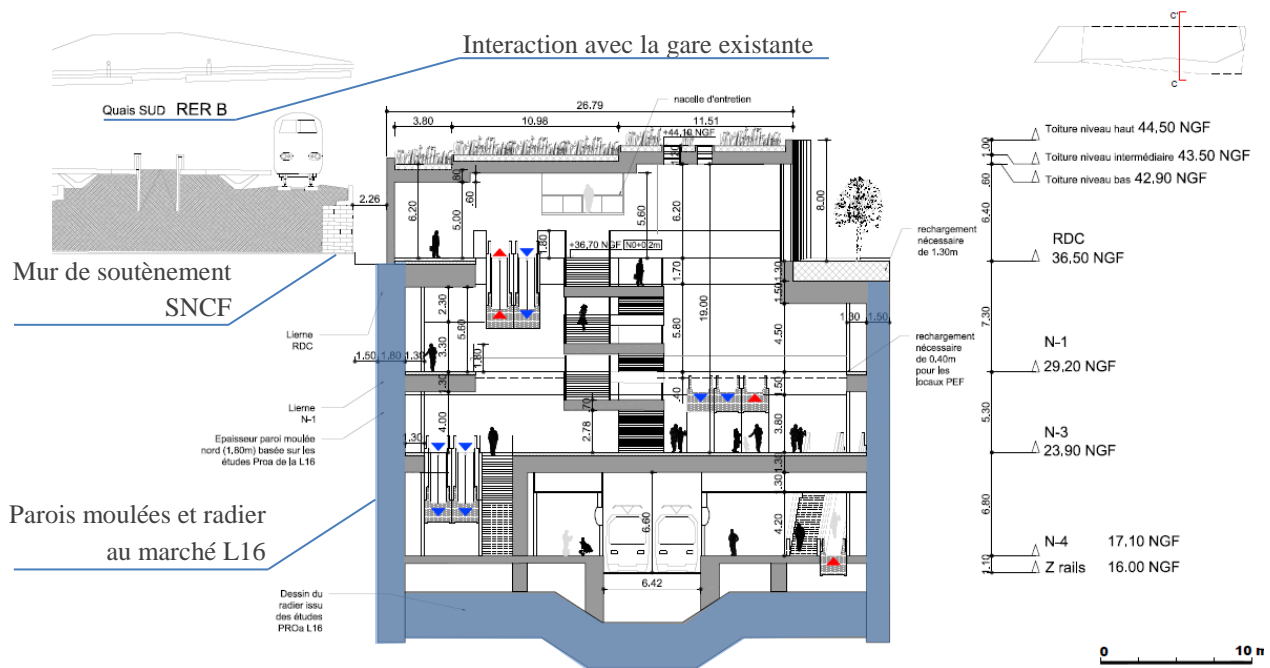


Figure 3 : Coupe transversale AVP-a de la Gare Stade de France – Détail des contraintes // © bordas+peiro

Une des caractéristiques majeures du projet réside en la création d'un vide central, permettant notamment une excellente lisibilité des espaces ainsi qu'une gestion idéale des flux de voyageurs. Ce dessin architectural aboutit au final à un projet comme sculpté dans la « boîte souterraine » en béton armé, sur laquelle vient s'apposer la superstructure du projet, dite « l'émergence ».

Mon propre rôle sur ce projet reflète l'approche de l'agence, à savoir une conception intégrée de la structure et l'architecture. Ainsi, j'ai pu travailler en interne avec l'architecte chef de projet sur les aspects structuraux pour mener la conception du projet en phase AVP-b.

Le fait est que la structure de cette gare est ambitieuse, notamment au vu des contraintes dues à sa situation et son environnement. Ainsi, l'objectif était de pouvoir itérer la dimension des éléments de structure, étroitement liée à la volumétrie de l'infrastructure dans le cas de ce projet, dans une démarche interne à l'agence.

Ainsi, je présente par la suite mon travail sur deux problématiques de structure : le système structural supportant l'émergence de la gare, et l'étude des contraintes géotechniques de tassements imposées par la présence du mur de soutènement repéré sur la figure 3.



Figure 4 : Perspective du projet de la Gare Stade de France – Visualisation du vide central // © bordas+peiro

2. Dimensionnement du portique support de toiture

i. Géométrie du problème structurel et chargement

Une des problématiques structurelles sur laquelle j'ai eu l'occasion de travailler est le système structurel du plancher haut de l'émergence. L'idée est de franchir le vide central sans en affecter la volumétrie. Notre choix s'est porté sur une série de portiques métalliques, en raison de la portée de près de 25 m, sur la largeur de l'émergence.

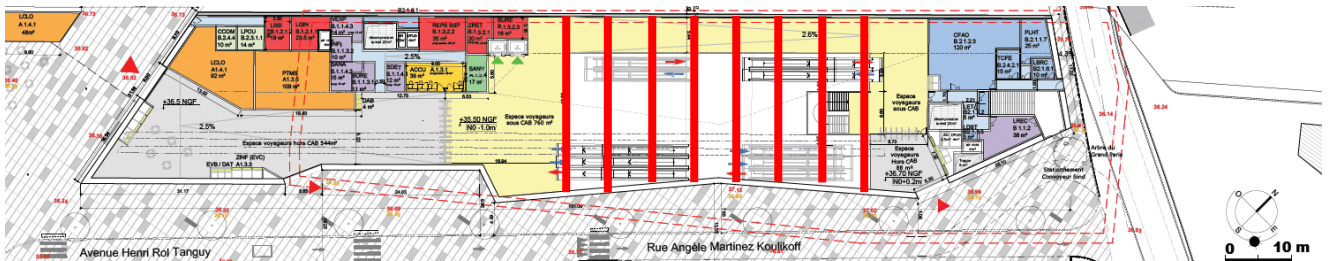


Figure 5 : Situation des portiques sur plan RDC AVP-a de la Gare de Stade de France // © bordas+peiro

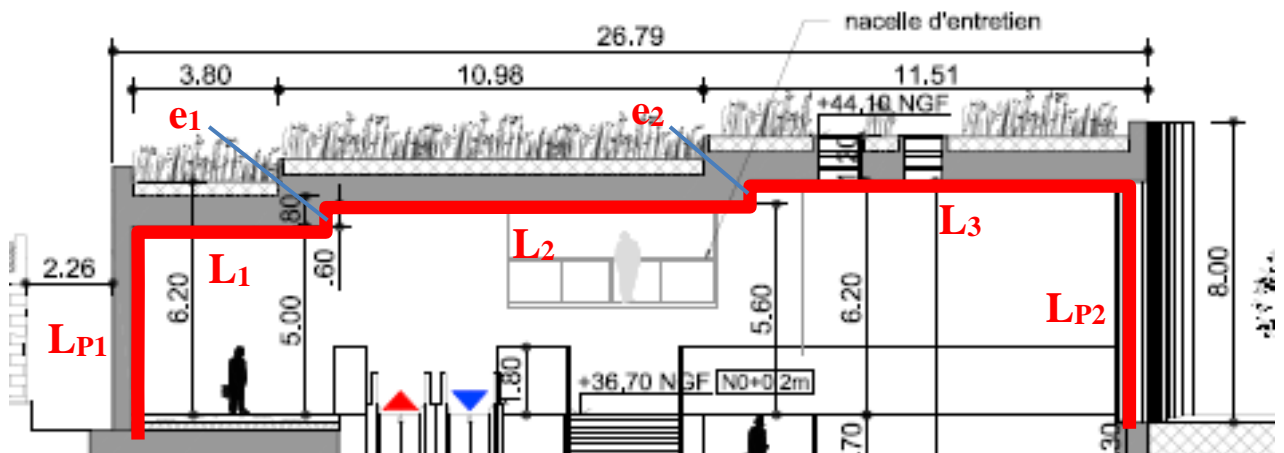


Figure 6 : Géométrie des portiques métalliques supports du plancher haut de l'émergence // © bordas+peiro

Les données géométriques sont les suivantes :

- Pour les poteaux : $L_{P1} = 4.2 \text{ m}$, $L_{P2} = 6.4 \text{ m}$;
- Pour les poutres : $L_1 = 5 \text{ m}$, $L_2 = 11 \text{ m}$, $L_3 = 9 \text{ m}$; $e_1 = e_2 = 1.2 \text{ m}$;

On remarquera que la géométrie d'étude du portique diffère des cotations sur la coupe transversale AVP-a, pour la simple raison que la géométrie du projet a été modifiée entre temps. La disposition initiale des portiques implique une largeur de dalle portée de 4.5 m.

Les hypothèses de charges sont les suivantes :

- 25 cm de béton à $\rho_B = 25\text{t/m}^3$ en poids propre G^8 – 20 cm de béton en dalle structurale, et l'équivalent de 5 cm de béton pour les faux plafonds, gaines techniques et autres matériaux non structurels dont la nature précise n'est pas déterminée à ce stade des études ;
- 50 cm de terre végétale à $\rho_T = 12.5\text{t/m}^3$ en poids propre non structurel G^8 , le plancher haut de l'émergence étant végétalisé ;
- Une charge d'exploitation de type entretien Q^8 à 1 kN/m^2 , la terrasse étant non accessible et la surcharge de neige étant de 0.45 kN/m^2 (inférieure à la charge d'entretien à 1 kN/m^2) en zone A1⁹.

On obtient finalement un chargement linéique à l'ELU s'exerçant sur chaque portique de :

$$P_{ELU} = L_{inf} [1.35 (0.25\rho_B + 0.5\rho_T) + 1.5 Q] = \mathbf{82.7 \text{ kN/m}} \text{ (hors poids propre du portique)}$$

Les limitations qui m'étaient imposées sur les dimensions de ce portique pour gérer correctement l'espace dans le projet architectural sont les suivantes :

- La section du poteau doit s'inscrire dans une section carrée de 45 cm. Cette limitation est stricte ;
- La hauteur de la poutre doit préférentiellement être inférieure à 60 cm.

Le calcul manuel des efforts résultants sur ce portique est tout à fait faisable, mais itérer les sections des éléments peut être rébarbatif, les efforts internes dépendant notamment du rapport d'inertie entre les poteaux et travées de sections *a priori* différentes si optimisées dans le cas de ce système structurel.

Compte tenu de la portée ambitieuse de franchissement, du chargement conséquent et de la géométrie complexe du portique, j'ai donc opté pour une modélisation aux éléments finis sous Midas gen © du système structurel. Bien que rare voire discutable au stade d'avant-projet, la modélisation aux éléments finis m'a paru être l'approche la plus juste et appropriée vis-à-vis des ambitions du projet.

⁸ NF EN 1991-1-1 (2011). *Eurocode 1 – Actions sur les structures. Partie 1-1 : actions générales - poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments*. La Plaine Saint Denis : AFNOR.

⁹ NF EN 1991-1-3 (2011). *Eurocode 1 – Actions sur les structures. Partie 131 : actions générales – charges de neige*. La Plaine Saint Denis : AFNOR.

ii. Les différentes options de dimensionnement

Les dernières variables à fixer pour compléter le problème mécanique est le type d'appui des poteaux et l'enchaînement mécanique des poteaux et des travées. J'ai choisi dans un premier temps un système de portique classique, simplement appuyé aux pieds de poteaux et sans articulation entre les poteaux et les poutres.

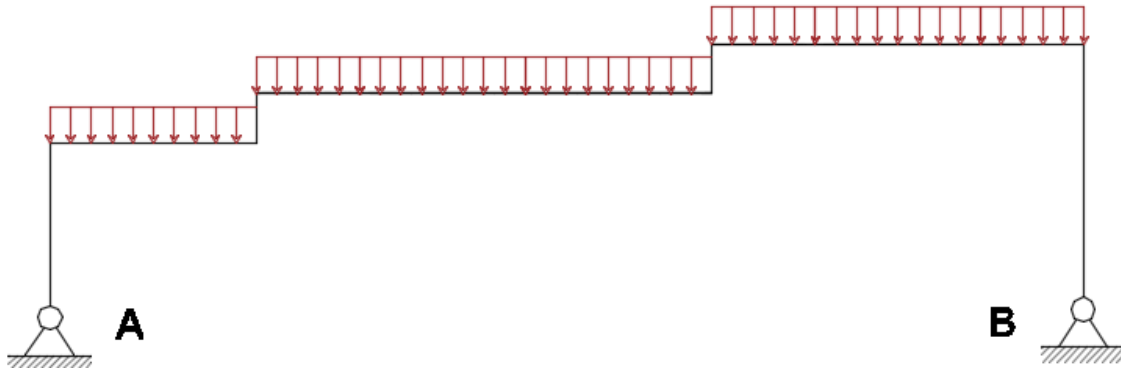


Figure 7 : Schéma statique du portique et chargement en 1^{ère} option // © bordas+peiro

Les sections obtenues, disponibles dans le **Tableau 1** ci-après, font l'objet d'une vérification à l'Eurocode 3 sous Midas gen ©, avec les critères suivants : *résistances axiale, à l'effort tranchant et à la flexion, calcul d'interaction et vérification d'une flèche inférieure au 300^{ème} de la portée*. Les éléments sont calculés en acier de nuance **S355**.

Le dimensionnement des poteaux est celui qui m'a posé le plus de difficultés pour respecter le gabarit architectural, tandis que les poutres dimensionnées respectent les critères précédemment énoncés. L'interaction M-V est dimensionnante pour chaque élément du portique. Au vu des résultats des efforts résultants sur les poteaux et poutres avec les sections finalement retenues, disponibles en **Annexe 1**, j'ai donc modifié mon approche en encastrant les pieds des poteaux et en articulant l'assemblage entre travées et poteaux.

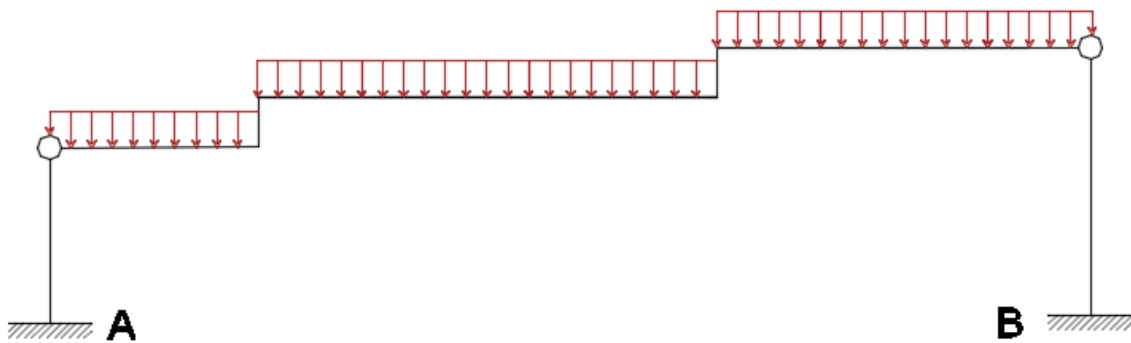


Figure 8 : Schéma statique du portique et chargement en 2nd option // © bordas+peiro

Qualitativement, prévoir une articulation entre les travées et les poteaux implique un moment nul au niveau de ces assemblages vis-à-vis des poutres mais une augmentation du moment en travée, tandis que l'encastrement aux pieds de poteaux diminue le moment fléchissant sur ces mêmes éléments. Avec ce raisonnement en première approche, de cette 2nd option résulteraient des efforts résultants moins contraignants pour les poteaux, plus contraignants pour les poutres, en contrepartie de la transmission d'un moment d'encastrement aux dalles supportant le portique. Les résultats mécaniques sont disponibles en **Annexe 2**.

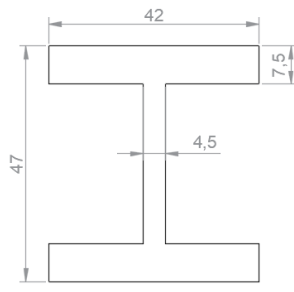
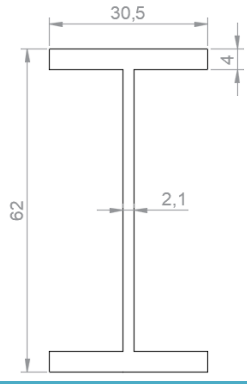
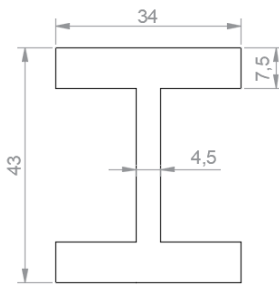
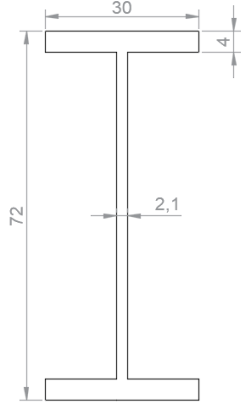
	Option 1	Option 2
Poteaux	PRS 42 x 47 ht x 4.5 x 7.5 ep 	HEM 600 
Poutres	PRS 34 x 43 ht x 4.5 x 7.5 ep 	HEM 700 

Tableau 1 : Sections obtenues pour le portique

Sont détaillés dans le tableau ci-après les efforts maximaux sur les éléments structuraux pour chaque option.

	Option 1	Option 2	
Poteaux	V_{ed}	660 kN	819 kN
	M_{ed}	4 058 kN.m	3 101 kN.m
Poutres	V_{ed}	631 kN	1 493 kN
	M_{ed}	2 425 kN.m	3 111 kN.m

Tableau 2 : Efforts maximaux sur les éléments de structure

Ainsi, les sections obtenues sont des Profilé Reconstitué Soudé (PRS) pour les poteaux, et des profilés du commerce HEM pour les poutres. L'utilisation de PRS traduit le degré élevé d'ambition du système structurel. En conclusion, si la section des poteaux en option 1 n'est pas acceptable au vu des contraintes, les poutres de l'option 2 paraissent trop hautes.

D'un point de vue architectural, des poutres hautes cassent le volume du vide central, et empêchent la bonne diffusion de la luminosité dans l'infrastructure. C'est pourquoi la conception d'un treillis métallique en place et lieu de poutres simples s'est imposé à nous, car d'une apparence plus légère et permettant un afflux de lumière plus important.

iii. Pré-dimensionnement d'un treillis

Ainsi, en restant sur le principe structurel de la 2nd option, respectant le critère architectural pour la dimension des poteaux, j'ai proposé un dessin de poutre-treillis articulé en tête de poteau, de même hauteur que le HEM 700 (72 cm).

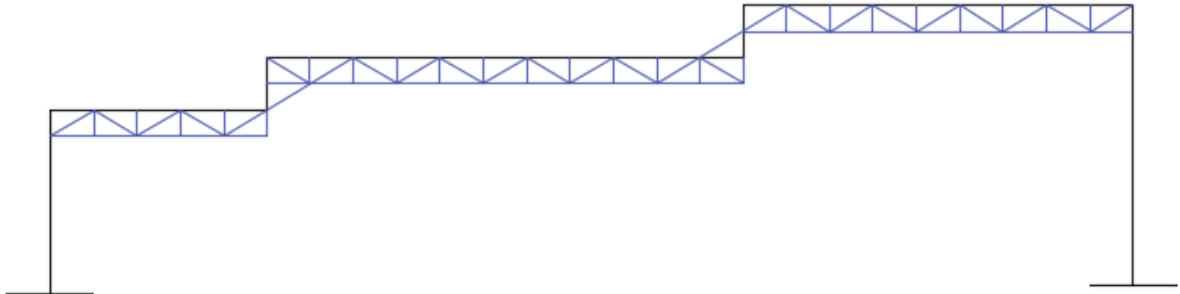


Figure 9 : Treillis proposé // © bordas+peiro

En partant d'un treillis de type Warren, j'ai choisi de prolonger les diagonales au niveau des travées verticales de la poutre. Cette rigidification structurelle supplémentaire a notamment pour but de reprendre correctement la flexion sur ces points fortement sollicités du système structurel. La démarche relevant d'un pré-dimensionnement, le dessin structurel reste intuitif et doit être ajusté si une telle option est retenue.

Un pré-dimensionnement rapide est aisément réalisable pour une telle poutre-treillis, à partir des sollicitations maximales exposées au tableau 2 :

- L'effort tranchant doit être repris par les montants et diagonales en effort axial. Considérant le dessin structurel, le cas le plus défavorable se produit lorsque le montant rejoint seul la partie supérieure du treillis ;
- Les parties inférieure et inférieure du treillis reprennent le moment fléchissant sous la forme d'un couple de traction/compression de valeur égale au moment divisé par la hauteur de poutre, 72 cm dans notre cas.

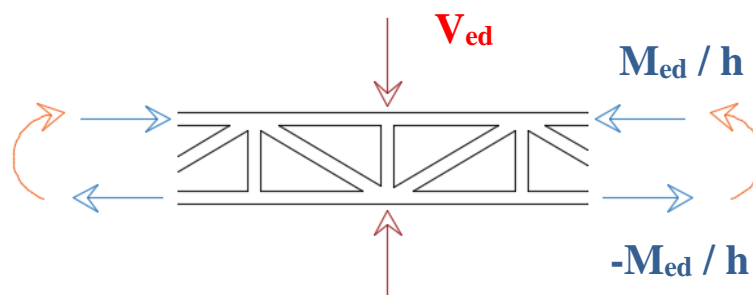


Figure 10 : Schéma de pré-dimensionnement du treillis // © bordas+peiro

Le calcul des sections s'effectue avec un simple calcul de contraintes.

$$\sigma = \frac{N_{ed}}{A} \leq 355 \text{ MPa pour un acier S355, et avec } N_{ed} = V_{ed} \text{ pour les montants, } N_{ed} = M_{ed} / h \text{ pour les membrures supérieure et inférieure et } \sigma_{\max, \text{compression}} = \sigma_{\max, \text{traction}} \text{ pour l'acier.}$$

On obtient ainsi pour les membrures et les montants respectivement une section d'acier de 122 cm² et 42 cm². Le moment fléchissant est clairement dimensionnant, et on pourrait opter pour une section carrée de **11 cm** pour les éléments du treillis.

Comme tout pré-dimensionnement, la précision de la méthode est limitée mais le processus est parfaitement adapté à un avancement d'avant-projet. De multiples vérifications sont à faire, telles que des vérifications supplémentaires à l'interaction M-V (moment fléchissant et effort tranchant) ou encore un calcul de flambement. Mentionnons également que les sollicitations de calcul sont peu probablement exactes, ces dernières ayant été obtenues sur base d'une poutre HEM 700 et ce dimensionnement étant basé sur une poutre treillis d'inertie différente. Un calcul exhaustif consisterait par exemple en un calcul des efforts internes à chaque barre suivant la méthode des nœuds.

D'un point de vue personnel, j'ai particulièrement apprécié mener cette démarche de pré-dimensionnement et de dessin structurel en dialogue direct avec l'architecte, toujours dans la démarche d'une philosophie de la conception de la structure en synergie avec l'architecture.

3. Gestion de la contrainte des tassements

i. Une interaction avec les structures existantes génératrice de contraintes

La seconde problématique que j'ai eu à traiter concerne la conservation du bon maintien des structures existantes autour de la gare de Stade de France. L'infrastructure descendra jusqu'à 25 m sous le terrain naturel, c'est pourquoi un tassement des sols est à prévoir de part et d'autre de la tranchée formée par le radier et les parois moulées dans un premier temps de la construction, et complétée par l'infrastructure dans un second temps.

Le vrai enjeu de cette problématique géotechnique est la gestion des tassements des sols autour du mur de soutènement SNCF mis en évidence sur la figure 3. Le mur étant maçonné, un critère fort de tassement doit être pris sur ce côté du projet pour assurer sa stabilité.

Les structures internes de la gare influencent directement la rigidité des parois moulées de part et d'autre de l'infrastructure. En effet, une paroi moulée se comporte comme une poutre encastree à sa base et simplement appuyée à chaque niveau de dalle structurelle de l'infrastructure. C'est précisément le nombre d'appuis, la position et la rigidité de ces derniers qui vont régir la flexion de la paroi moulée sous la poussée des terres, et donc le tassement des sols.

C'est à ce moment que rentre en jeu l'ambition architecturale du projet, celle du vide central. Dans le cas – théorique – où les dalles seraient continues et interrompues sur toute la surface du projet à chaque étage, les raideurs des appuis seraient infinies. En d'autres termes, la liaison avec la paroi moulée serait du type encastrement à chaque étage. A minima sont prévues les trémies pour assurer le fonctionnement du projet - trémies techniques, ouvertures pour les escaliers et autres - c'est pourquoi la paroi est mécaniquement simplement appuyée sur ces dalles d'infrastructure.

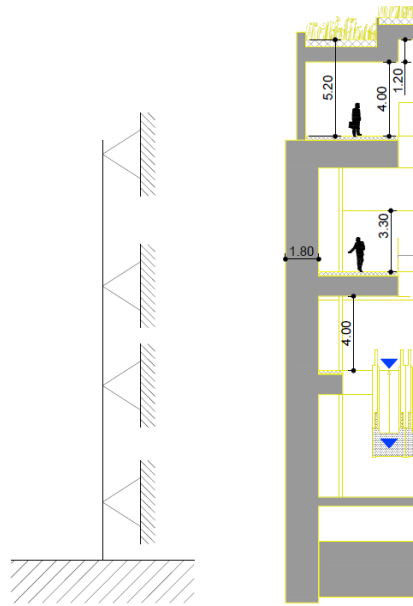


Figure 11 : Fonctionnement mécanique des parois moulées et extrait de coupe transversale AVP-a // © bordas+peiro

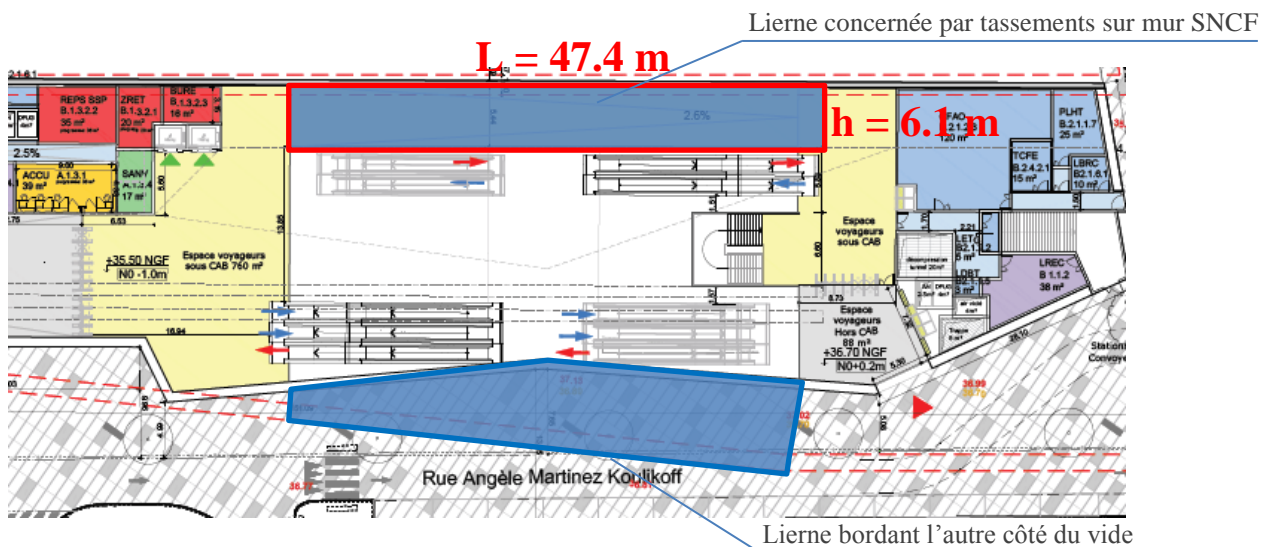


Figure 12 : Situation des liernes au RDC de la gare Stade de France // © bordas+peiro

Dans le cas de la gare de Stade de France, la création du vide implique notamment au RDC le fonctionnement mécanique des parties de la dalle de part et d'autre du vide comme une poutre en flexion dans le plan horizontal, nommée « lierne ». L'objectif est donc de calculer la raideur en flexion de la dite lierne, pour déterminer si le critère de tassement est respecté.

La démarche avec l'ingénierie de l'infrastructure, Egis, fut la suivante : de leur côté, à partir de modélisations conjointes¹⁰ avec les logiciels RIDO © - calcul de la rigidité des parois moulées - et PLAXYS © - calcul de tassements en fonction de la rigidité des parois moulées et des efforts transmis dans les sols, notamment par la gare RER adjacente dans notre cas d'étude – devaient nous fournir des raideurs de lierne à atteindre. Mon rôle dans ce processus

¹⁰ Koruseo (2017). Gare Stade de France – Analyse de la conformité avec les méthodes constructives PRO-a L16 et celles du PaSo

fut d'accompagner en interne l'architecte du projet pour calculer les raideurs effectives des liernes au fur et à mesure des itérations successives du projet.

ii. Calcul initial des raideurs

Pour un souci de concision, je présenterai ici uniquement la démarche pour la lierne directement concernée par le critère de tassements au niveau du mur SNCF, au rez-de-chaussée (en rouge sur la figure 11). Cette dernière étant à proximité immédiate du mur de soutènement SNCF, sa raideur est capitale pour respecter le critère de tassements.

Dans le cadre de cette étude, le critère de tassements en donnée d'entrée du processus était de 15 mm en cumulé (phase chantier, court terme et long terme), menant à un critère de raideur pour cette lierne de 40 MN/m par ml de poutre.

Le principe de calcul de la raideur en flexion K est simple : c'est le rapport entre une force et le déplacement maximal induit δ . Par exemple, si on choisit une force unitaire $F_u = 1$ kN/m, on obtient :

$$K = F_u / \delta = 1 / \delta \text{ kN/m par ml de poutre, avec } \delta \text{ en m.}$$

Déterminer le déplacement induit est plus délicat. En première approche, on pourrait considérer la lierne comme une poutre encastree aux deux extrémités que sont les parties « pleines » de la dalle RDC. La formule de flèche (maximale à mi-portée) pour une telle poutre est la suivante :

$$\delta = (F_u L^4) / (384 EI) \text{ avec } I = bh^3/12$$

On en déduit la raideur en flexion en première approche :

$$K = 384 EI/L^4 \text{ kN/m par ml de poutre}$$

Notons que les dimensions classiques de poutre, pour une section de base b et de hauteur h pour une portée L , prennent ici une signification particulière. Par un fonctionnement en flexion horizontale, b désigne l'épaisseur de dalle, h la largeur de dalle et la portée L garde sa signification habituelle. Ainsi, les données de calcul sont $b = 1.5$ m, $h = 6.1$ m et $L = 47.40$ m. D'autre part, en considérant que le critère de calcul est une valeur de tassements cumulés, l'utilisation d'un module de Young du béton de $E = 20$ GPa rentre dans les règles de l'art de la géotechnique. Cette valeur générique « intègre » le fluage du béton au cours du temps, le critère géotechnique étant une valeur de tassements cumulés. Avec l'ensemble de ces données, nous obtenons $K = 43$ MN/m par ml de poutre, ce qui satisfait *a priori* le critère de tassements.

L'hypothèse majeure de ce calcul est les conditions d'appui de la lierne, considérée bi encastree. L'encastrement parfait est théorique, la rotation étant toujours possible aux appuis, mais la question est de savoir à quel point la rotation se produit. Pour vérifier ce point, j'ai modélisé aux éléments finis sous Midas gen © cette lierne.

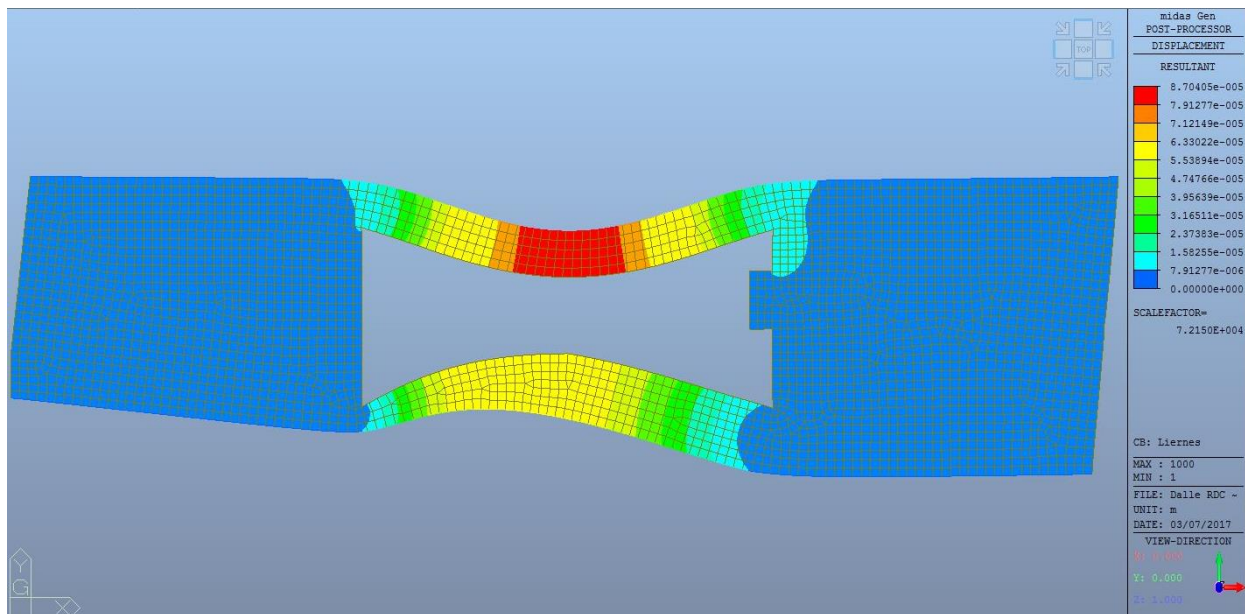


Figure 13 : Modélisation aux éléments finis des liernes RDC, résultats de déplacement // © bordas+peiro

Sous un chargement unitaire de 1 kN/m pour modéliser la flexion dans le plan horizontal, le déplacement maximal de la lierne étudiée est de 8.71×10^{-5} m, correspondant à une raideur de 11.5 MN/m par ml de lierne, soit bien en-deçà de la première approche bi encastree. On constate bien des déplacements aux appuis de la lierne traduisant une rotation de cette zone.

Ceci démontre une nouvelle fois que, malgré le stade peu avancé du projet, construire un modèle aux éléments finis est cohérent, et reste un travail proportionné aux contraintes et à l'ambition du projet.

iii. Itérations possibles de la géométrie du projet

Face à ce déficit de raideur, deux solutions peuvent être abordées : soit la géométrie du vide central est réajustée, soit des butons – poutres traversant le vide central en reliant les 2 liernes, créant des appuis simples en travée des liernes – peuvent être mis en place. La 2nd solution étant difficilement envisageable vis-à-vis du parti pris architectural, la décision a été prise de travailler sur une réduction du vide central pour satisfaire le critère de raideur.

Même si l'approche bi encastree n'est pas fiable, elle nous informe sur les variables influant sur la valeur de K. Seul le coefficient multiplicateur du terme EI/L^4 est erroné sur cette première approche, mais c'est précisément ce coefficient rendant compte de la rotation aux appuis qui est indirectement déterminé par le modèle aux éléments finis. Ainsi, la multiplication de modèles aux éléments finis n'est pas nécessaire pour varier cette géométrie simple de lierne.

Concrètement, si la réduction du vide s'effectue par une réduction de la portée de lierne sans modifier l'inertie, le terme KL^4 restera constant. De même, pour une augmentation de l'inertie sans modification de portée, la valeur K/I sera inchangée. Plus généralement, E étant considéré comme invariant, l'itération de géométrie peut être exprimée sous la loi suivante :

$$KL^4 / I = \text{constante}$$

Ainsi, à chaque option architecturale peut être très facilement associée une raideur, ce qui mène à une prise de décision accélérée quant à la résolution de la problématique des tassements.

Notons $K_1 = 11.5 \text{ MN/m}$ – raideur effective de la lierne dans la géométrie initiale de projet – et $K_2 = 40 \text{ MN/m}$ – raideur cible, différentes variantes de géométrie peuvent être proposées :

Itération sur h	Itération sur L	Itération sur I avec $h_2 = 8 \text{ m}$	Itération sur L avec $h_2 = 8 \text{ m}$
$h_2 = h_1 [K_2 / K_1]^{1/3}$	$L_2 = L_1 [K_1 / K_2]^{1/4}$	$b_2 = b_1 [h_1 / h_2]^3 [K_2 / K_1]$	$L_2 = L_1 [K_1 h_2^3 / K_2 h_1^3]^{1/4}$
$h_2 = 9.3 \text{ m}$	$L_2 = 34.7 \text{ m}$	$b_2 = 2.3 \text{ m}$	$L_2 = 42.5 \text{ m}$

Tableau 3 : Itérations géométriques possibles du vide

Les différentes itérations sont issues d'une démarche : en raisonnant uniquement sur h ou L, les dimensions obtenues ne permettaient pas un bon fonctionnement de la gare. C'est pourquoi a été déterminée une valeur limite en termes de fonctionnement de la gare pour la largeur h de la lierne, afin de calculer l'épaisseur de dalle nécessaire ou la portée maximale pour atteindre la valeur cible de raideur.

Pour une largeur de 8 m correspond une dalle d'épaisseur 2.3 m, trop élevée pour ce type d'infrastructure. On remarquera par ailleurs la faible variation de K en fonction de b, par rapport à la variation de K en fonction de h : l'inertie est proportionnelle à l'épaisseur b, mais au cube de la hauteur h. Au final, seule la dernière option prévoyant une portée de 42.5 m pour une largeur de 8 m est fonctionnellement et architecturalement envisageable.

De manière similaire à mon travail sur les portiques, j'ai apprécié travailler en interne sur les deux dimensions du projet – architecture et structure – en dialoguant directement avec l'architecte chef de projet. Ces deux cas d'études illustrent une démarche de conception adaptée aux contraintes du projet ; malgré le stade peu avancé du projet, l'utilisation de modélisations numériques s'est imposée pour concevoir de manière cohérente la structure.

En revanche, j'ai éprouvé quelques difficultés à me placer dans la démarche de projet : à la fois chargé d'étudier les caractéristiques mécaniques des liernes mais également dépendant de données de sorties d'études géotechniques que je ne maîtrisais pas car effectuées par l'ingénierie des infrastructures, cette situation m'a paru compliquée à gérer. Je me suis ainsi rendu compte du confort de maîtriser la totalité la chaîne des études sur un projet, ce qui permet d'en avoir une vision exhaustive.

D'autre part, d'un point de vue plus technique, démarrer ces études a été compliqué dans le sens où un certain nombre de règles de l'art en géotechnique me reste inconnu. Si une bonne compréhension mécanique des ouvrages est nécessaire en ingénierie des structures, nombre de paramètres de dimensionnement relève de ces règles de l'art que je ne maîtrise pas encore.

II. La préparation de l'exécution : entre la conception et l'opérationnel

1. Le projet Issy Guynemer

Aux côtés notamment de Arte Charpentier Architectes et de SCO, bordas+peiro est ingénieur structure du projet Issy Guynemer. Œuvrant pour le compte d'Unibail-Rodamco, l'équipe de conception a pour charge la réhabilitation lourde d'un bâtiment de bureau à Issy-les-Moulineaux pour une surface totale de 45 000 m². L'immeuble d'origine se compose de trois parties, elles-mêmes articulées autour de noyaux structurels.

La particularité de ce projet est le double degré d'intervention ; les deux parties aux extrémités du bâtiment font l'objet d'une réhabilitation lourde par un déplacement des noyaux structurels, tandis que la partie centrale se voit être entièrement redessinée. A ce travail sur les niveaux existants s'ajoute une surélévation globale du bâtiment, qui évoluera de 5 étages de superstructure à 7 étages.

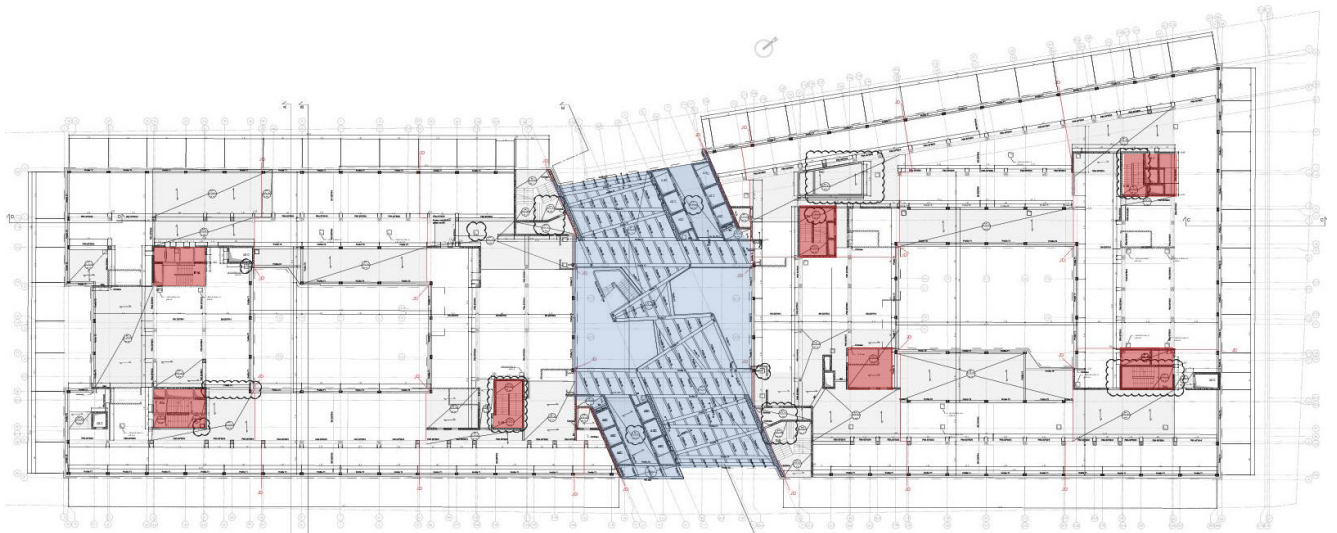


Figure 14 : Plan PH R+3 – Localisation de l'espace central (bleu) et des noyaux structurels (rouges) // © bordas+peiro

La faille de l'espace central constitue le geste architectural majeur du projet. Dans la volonté de libérer le volume du rez-de-chaussée en le concevant comme une rue intérieure, il a été décidé de porter les planchers des étages supérieurs par une charpente métallique suspendue - au moyen de tirants dits « suspentes » - à deux poutres treillis surplombant le bâtiment, elles-mêmes portées chacune par deux voiles de 60 cm d'épaisseur traversant l'ensemble des étages de superstructure et d'infrastructure du bâtiment.

Mon stage débuta pendant la phase DCE¹¹ du projet, et s'est conclu sur le début de la réalisation des travaux.

¹¹ Dossier de Consultation des Entreprises

Dès le DCE, l'objet d'attention principal du projet de construction est l'exécution des travaux. En d'autres termes, le Dossier Marché signé par les entreprises doit prévoir un projet d'ambition réalisable par rapport aux différentes contraintes. C'est pourquoi les phases DCE et ACT consistent en partie en une analyse des offres produites par les entreprises consultées, à savoir la conformité de leur proposition avec le projet mais aussi l'étude des variantes proposées dans un objectif d'optimisation de budget et de planning.

Cette démarche d'adaptation fut particulièrement développée sur le projet Issy Guynemer, notamment pour la conception de l'espace central, dont la complexité de la charpente métallique découle directement du projet architectural. C'est précisément sur cette partie du projet que je centre mon étude.

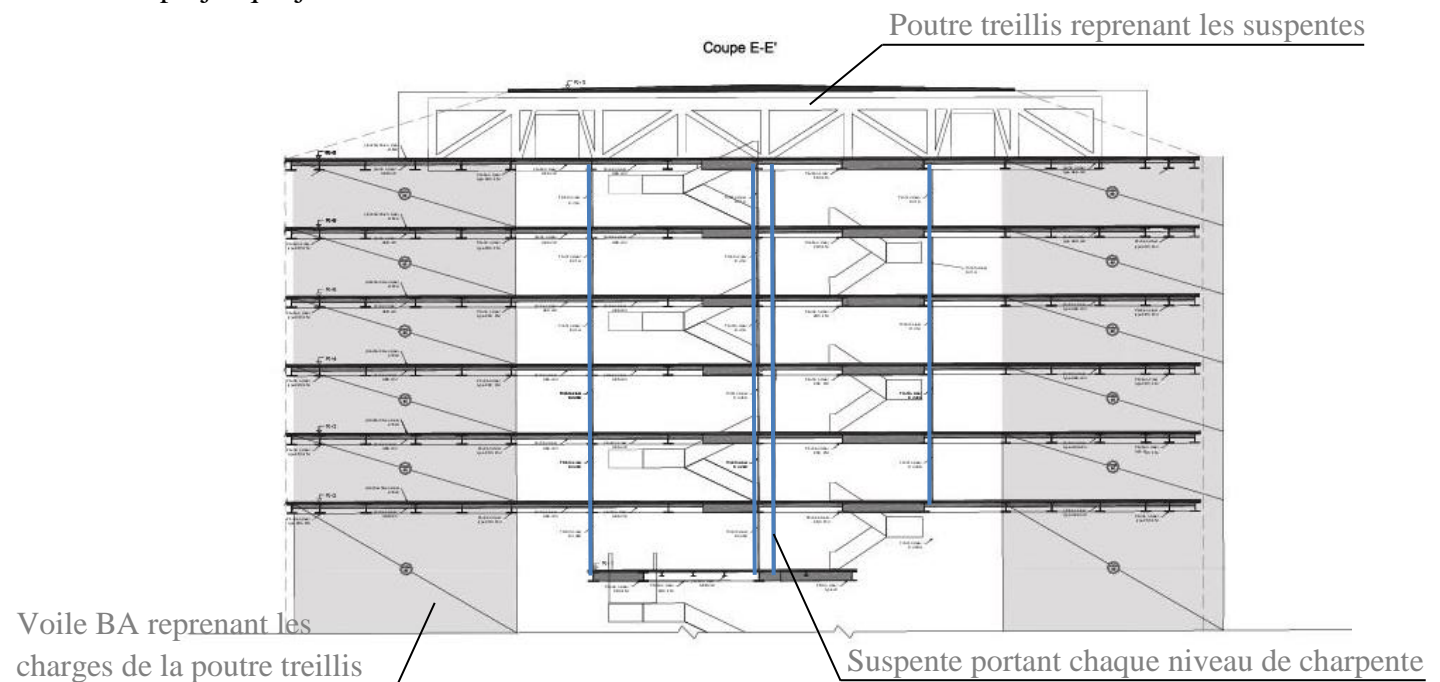


Figure 15 : Coupe longitudinale de l'espace central – Visualisation des éléments de structure // © bordas+peiro

2. Variantes de poutraison en espace central

i. Contexte du dossier variantes

En amont de mon entrée sur le projet, une première consultation avait été lancée pour le lot gros œuvre ; les offres techniques et financières de deux entreprises nous sont parvenues au début de mon stage. Ces offres comprenaient notamment un certain nombre de variantes visant à optimiser le budget et le planning de réalisation du projet, en fonction de leurs compétences et moyens.

Ainsi, une démarche d'élaboration d'un Dossier Variantes, qui serait intégré au Dossier Marché lors de la signature avec l'entreprise retenue, a été initiée pour adapter le projet en fonction du savoir-faire des entreprises consultées et de leur analyse du dossier de consultation.

Je développe ici mon travail sur la variante dite de modification de poutraison en espace central.

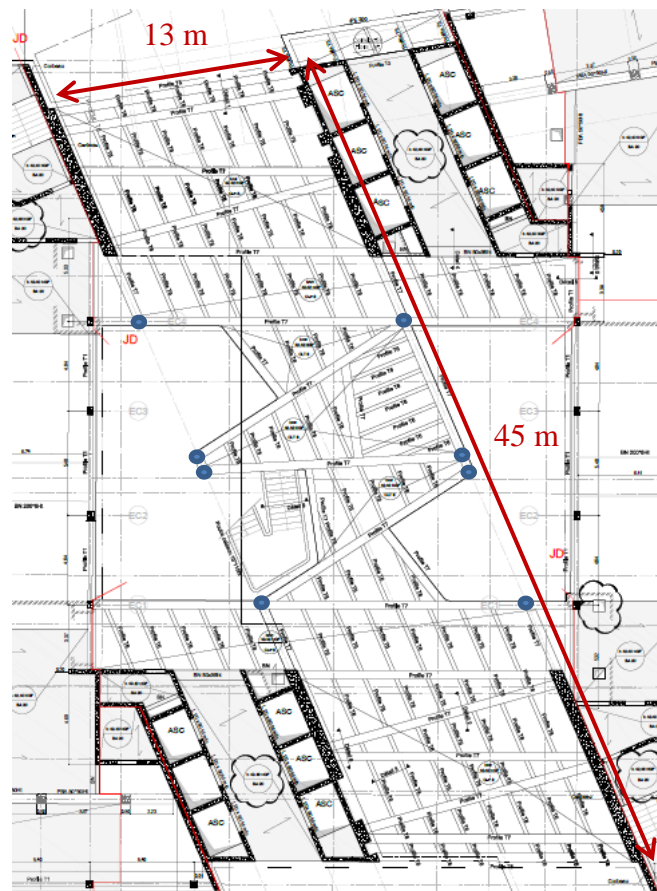


Figure 16 : Poutraison initiale de l'espace central au PH R+3 – Position des suspentes en bleu // © bordas+peiro

A chaque étage de l'espace central, la charpente métallique repose soit sur les suspentes, soit sur les voiles encadrant cet espace. Cette charpente métallique se compose de deux niveaux : la charpente primaire, composée des poutres reliant les suspentes et des poutres franchissant l'espace entre les voiles d'épaisseur 60 cm structurant la zone, supporte la charpente secondaire composée des solives parallèles aux voiles. Etant donné que le plancher est prévu en bois CLT d'épaisseur 8 cm et au vu des charges d'exploitation, les solives, qui suivent une trame d'environ 1m50, sont nécessaires pour assurer une bonne tenue structurelle des planchers bois.

Ces deux niveaux de charpente sont distinguables sur la figure 16. Ce plan met en évidence une des caractéristiques principales de cette structure, à savoir le dessin de la charpente primaire. En effet, les poutres principales répondent à une logique de triangulation de l'espace. Il est nécessaire de préciser que si la charpente secondaire n'est pas visible car positionnée entre le faux plafond et le plancher bois, les arases inférieures des poutres de charpente primaire sont plus basses que les faux plafonds. Ainsi, la moitié inférieure des poutres en question est visible. La conséquence directe est que le dessin des poutres principales relève autant d'un choix structurel qu'un choix esthétique de l'architecte.

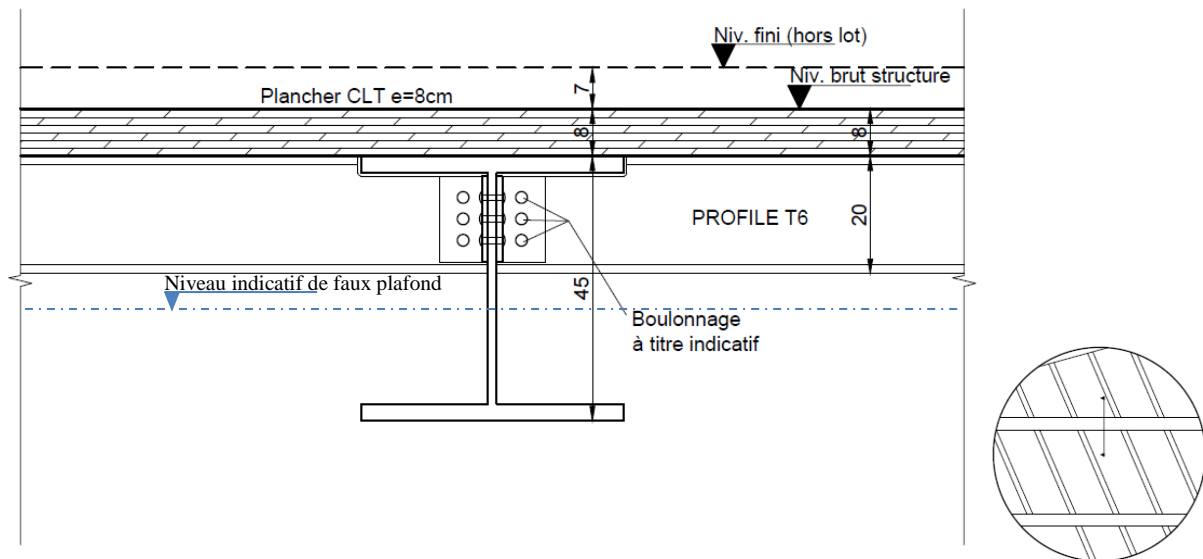


Figure 17 : Coupe sur assemblage poutre primaire / solive // © bordas+peiro

Malgré son intérêt architectural, cette poutraison en triangle ne constitue pas un système structural optimal, c'est pourquoi la maîtrise d'ouvrage voulut explorer la possibilité de dessiner une nouvelle poutraison plus économique, tout en conservant une cohérence architecturale de l'espace central.

Initialement, les poutres principales dites « T7 » étaient conçues sous la forme de PRS.

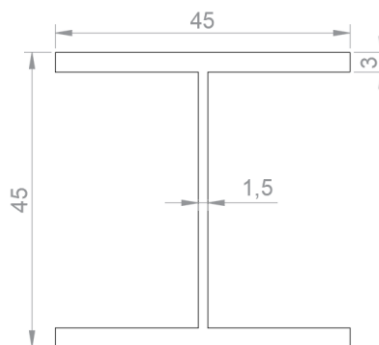


Figure 18 : Section initiale des poutres principales // © bordas+peiro

ii. Critères de pré-dimensionnement

Le contexte du dossier variantes nécessitant un travail efficace sur un ensemble de propositions, j'ai adopté des critères de pré-dimensionnement afin de mener des calculs manuels rapides pour estimer les économies induites par les différentes nouvelles configurations de poutraison, et permettre une prise de décision rapide de la maîtrise d'ouvrage.

Ces critères sont les suivants :

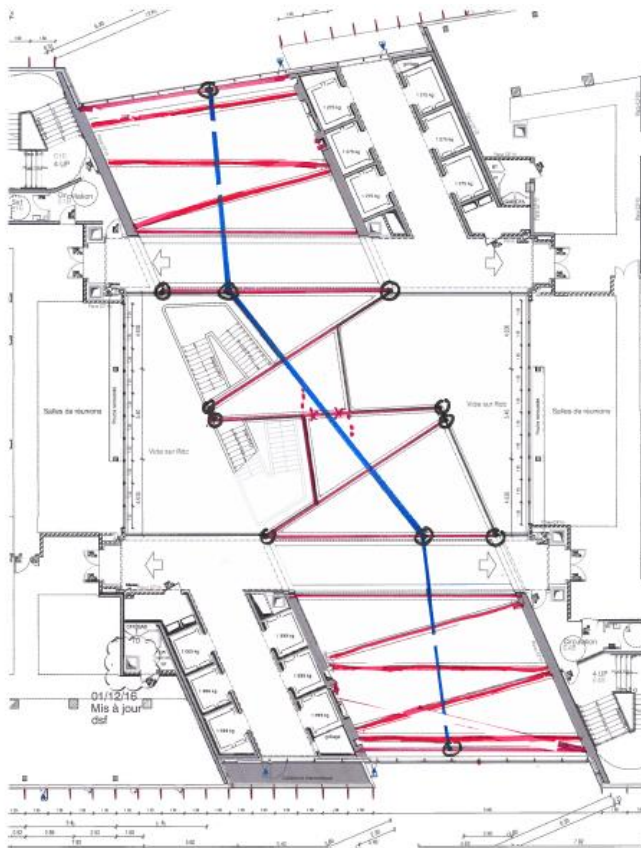
- Vérification de la résistance à l'effort tranchant ;
- Vérification de la résistance au moment fléchissant ;
- Critère de rigidité : flèche inférieure au 500^{ème} de la portée (critère du CCTP).

Les hypothèses de charge, détaillées dans le CCTP lot gros œuvre, sont les suivantes :

- Poids propre structurel : poids propre des poutres primaires et poids du plancher bois et solives, ce dernier étant connu à 0.8 kN/m^2 , la variante ne prévoyant pas de modification des planchers ou des solives ;
- Poids propre non structurel (gaines techniques, faux plafonds, faux planchers...) à 1 kN/m^2 ;
- Charge d'exploitation de type bureaux à 3.5 kN/m^2

iii. Propositions architecturales et résultats mécaniques

La 1^{ère} étape de conception dans le cadre de cette variante a été pour l'architecte, en collaboration avec moi-même du côté de l'ingénierie structure, de dessiner des propositions alternatives de poutrisation principale. Notre première intuition fut de réduire la portée des poutres principales en dessinant une poutre de reprise suivant globalement la même direction que les voiles bordant l'espace central. L'idée était de créer une « dorsale » médiane à l'espace – en bleu sur la figure 19 - pour créer un appui intermédiaire vis-à-vis des poutres primaires. Cette poutre de reprise était constituée de trois travées portées par quatre suspentes, reprises par des poutres aux planchers hauts 6 et 7, les terrasses du projet, et elles-mêmes retombant sur les poutres treillis reprenant les suspentes initialement présentes.



Une rapide analyse qualitative du système permet de mettre de côté cette proposition structurelle : bien qu'ajouter un appui intermédiaire aux poutres principales pourrait permettre une optimisation de leur section, la poutre de reprise « dorsale » est ambitieuse. D'une part, celle-ci reprend plusieurs poutres primaires par travée, et d'autre part la travée principale parcourt plus d'une dizaine de mètres. Les efforts ponctuels importants, comme ceux induits par une reprise de poutre, combinés aux grandes portées provoquent des flèches conséquentes. C'est pourquoi, en analyse rapide, je me suis rendu compte que le critère de rigidité allait être difficilement atteignable, et finalement la solution peu économique.

Figure 19 : 1^{ère} proposition de nouvelle poutrisation // © ARTE Charpentier

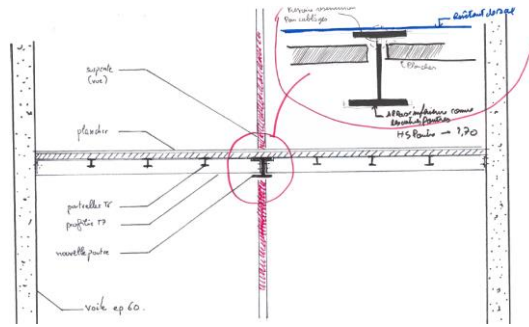
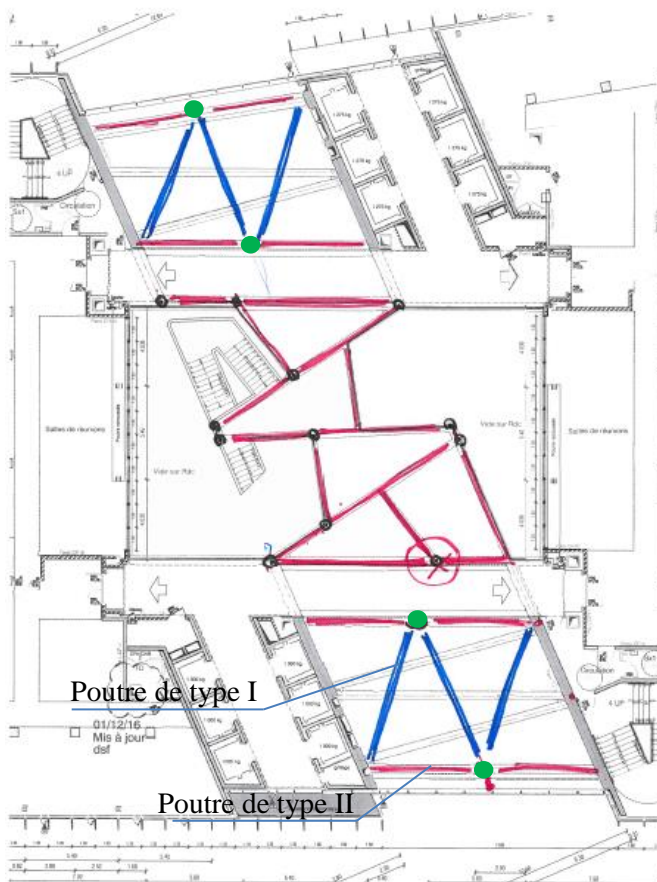


Figure 20 : Coupe de principe sur la dorsale reprise par suspentes // © bordas+peiro et ARTE Charpentier

Nous nous sommes rendus compte qu'une approche globale de reprise n'était finalement pas pertinente, et qu'un dessin plus intelligent mais autant esthétique de poutraison était possible plus localement sur cet espace central, qui peut être segmenté en trois portions : les parties aux extrémités encadrées par les voiles de support des poutres treillis, et la partie centrale portée par les suspentes.

Une modification de la poutraison sur la zone centrale aurait changé en profondeur le dessin des planchers sur cette partie, ceux-ci étant conçus pour mener un jeu d'alternance de vide et de plein. Les plans de deux étages successifs en **Annexe 3** illustrent ce point. Ainsi, nous avons concentré nos efforts pour la conception d'un nouveau système structural sur les parties en façade.



Cette variante de poutraison, en bleu sur la figure ci-contre, est qualitativement bien plus intéressante. Cette triangulation des poutres parallèles aux voiles porteurs des poutres treillis permet non seulement de faire porter une partie des planchers directement sur les voiles, mais aussi de réduire la portée et la largeur d'influence de ces poutres principales. Ce dessin de poutre se justifie également d'un point de vue architectural. Il se trouve que l'espace central pourrait effectivement être amené à être segmenté en trois parties, la zone centrale étant conçue comme un espace ouvert, tandis que les zones en façade pourraient être cloisonnées pour former des salles de réunion. Ce schéma de poutres visibles faciliterait cette lecture de l'espace par les utilisateurs.

Figure 21 : 2nd proposition de nouvelle poutraison // © ARTE Charpentier

Ainsi, cette solution était *a priori* satisfaisante d'un point de vue architectural et structurel. Restait à déterminer le mode de portée de ces nouvelles poutres (type I) : soit les reprendre à chaque étage par les poutres bordant ce nouveau schéma de poutraison (type II), soit prévoir une seconde série de suspentes en partie médiane aux jonctions type I / type II (en vert sur la figure 21) reprises par des poutres aux planchers hauts 6 et 7, de la même manière que la 1^{ère} nouvelle approche de poutraison.

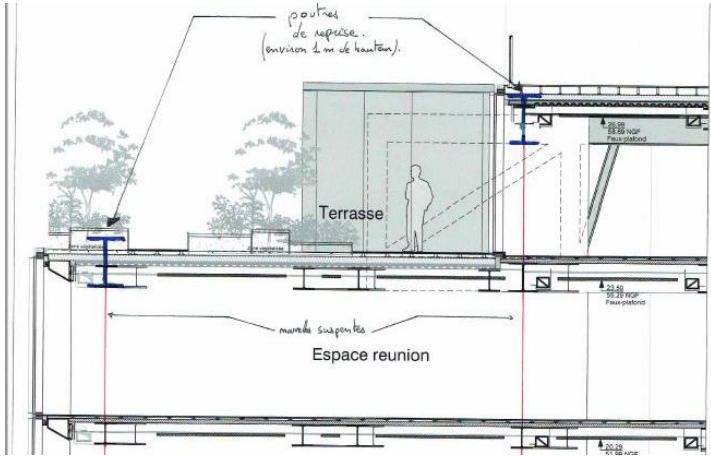


Figure 22 : Coupe de principe – Poutres de reprise des suspentes en partie médiane // © bordas+peiro

	Reprise de charges à chaque étage (a)	Reprise de charges au moyen de suspentes (b)
Poutre de type I	<p>Portée de 9 m Charges : exploitation et poids propre</p>	<p>Portée de 9 m Charges : exploitation et poids propre</p>
Poutre de type II	<p>Portée de 13.8 m Charges : exploitation, poids propre et reprise de 2 appuis poutre I à mi travée</p>	<p>Deux travées de 6.9 m, appui intermédiaire assuré par la suspente Charges : exploitation et poids propre</p>
Poutre de reprise PH R+7	Sans objet.	<p>Portée de 13.8 m Charges : poids propre de la poutre, reprise de deux appuis poutre I et l'appui intermédiaire de poutre II sur 5 étages</p>

Tableau 4 : Schémas statiques des poutres dimensionnantes

Au vu des schémas statiques, on peut pressentir que le critère de flèche est dimensionnant pour les poutres de reprise (poutre II de l'option (a), poutre de reprise de l'option (b)), les charges ponctuelles de reprise étant sources de flèches conséquentes. Pour ces poutres reprenant à la fois une charge linéique et une charge ponctuelle à mi-portée, la formule de flèche s'appliquant est la suivante, pour un chargement linéique p et une charge ponctuelle P :

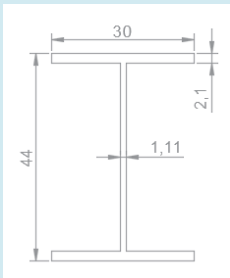
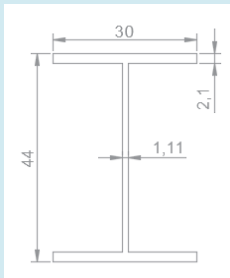
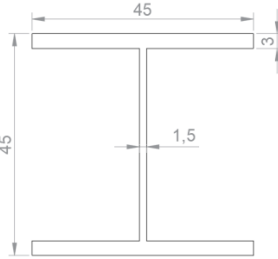
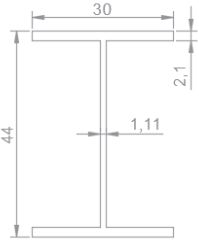
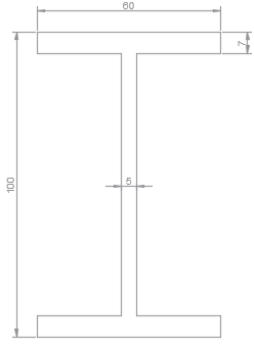
$$\delta = (5pL^4)/(384EI) + (PL^3)/(48EI)$$

Le critère dimensionnant pour les autres poutres, chargées uniquement par leur poids propre et l'exploitation des planchers, était la résistance à l'effort tranchant et à la flexion. Pour des sections de classe I ou II en flexion, comme c'est le cas des sections que j'ai effectivement obtenu après calcul, ces critères s'énoncent de la manière suivante :

Résistance à la flexion ELU : $M_{ed} \leq M_{Pl,Rd} = W_{Pl}f_y/\gamma_{M0}$ avec $\gamma_{M0} = 1$

Résistance à l'effort tranchant ELU : $V_{ed} \leq V_{Pl,Rd} = [A_v f_y / \sqrt{3}] / \gamma_{M0}$

En choisissant une nuance d'acier à $f_y = 235$ MPa, j'ai obtenu les sections suivantes :

	Reprise de charges à chaque étage (a)	Reprise de charges au moyen de suspentes (b)
Poutre de type I	<p>HEA 450</p> 	<p>HEA 450</p> 
Poutre de type II	<p>Conservation des T7</p> 	<p>HEA 450</p> 
Poutre de reprise PH R+7	Sans objet.	<p>PRS 1000x600x50x60 ep</p> 
Gain d'acier	90 tonnes sur les 6 étages	80 tonnes sur les 6 étages

Le choix d'une hauteur de 45 cm pour les profilés HE se justifie pour conserver une cohérence dans les dimensions des poutres visibles. La section aurait encore pu être optimisée sans cette condition.

On constate ainsi un allègement considérable de la charpente métallique, ce qui a une conséquence directe sur l'estimation financière du projet. De ce point de vue, l'option (a) est plus intéressante au vu du gain de masse. D'autre part, ce système structurel permet d'éviter les suspentes en ligne médiane qui segmentent l'espace, c'est pourquoi le choix de la maîtrise d'ouvrage a été d'opter pour cette solution.

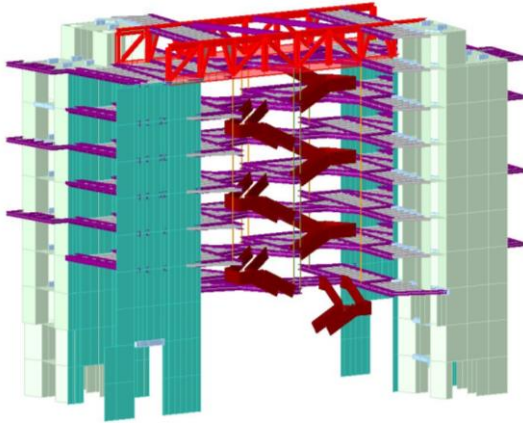
D'un point de vue personnel, cette démarche de conception m'a beaucoup apporté. Le sujet de la modification de l'espace central était sensible, de par la nature économique du dossier variantes et cet espace constituant le geste fort du projet. Ainsi, en tant qu'ingénieur structure, mon travail devait être rapide et efficace, les estimations économiques de chaque option étant attendues pour des délais de l'ordre de l'heure. Dans ce contexte, la difficulté est d'adopter une démarche juste et proportionnée vis-à-vis du stade avancé du projet par la prise d'hypothèses cohérentes.

J'ai pu également ressentir une certaine appréhension face à la nécessité de modifier en profondeur cette charpente métallique à un stade aussi avancé du projet, sans avoir la possibilité de vérifier de manière exhaustive ce nouveau dessin structurel. Au final, cette démarche, bien que nécessaire, m'a paru chronophage par rapport au stade du projet et à l'idée que je me fais d'un processus de conception approprié.

Enfin, je me rends compte *a posteriori* du manque de pertinence de certaines de mes propositions structurelles lors de l'élaboration de cette variante, dû à mon manque d'expérience. Au stade du dessin structurel, j'étais persuadé qu'une solution efficace devait nécessairement prévoir une nouvelle ligne structurelle parallèle aux voiles pour réduire la portée des poutres, tandis que ma conclusion montre la pertinence et l'intelligence de la solution, pourtant évidente maintenant, d'un changement de sens de portée des poutres.

3. Modélisation aux éléments finis de la charpente métallique

i. Etude de la poutre treillis



Une autre tâche que j'ai eu à gérer sur le projet Issy-Guynemer fut la modélisation aux éléments finis de la charpente métallique de l'espace central sous le logiciel Midas gen ©. Idéalement, c'est le type de modélisation qu'il aurait fallu utiliser pour étudier les différentes variantes de poutraison dans le cadre du dossier variantes, si les délais n'avaient pas été aussi courts.

Figure 23 : Modélisation aux éléments finis de l'espace central // © bordas+peiro

Une telle modélisation est tout à fait adaptée en prévision de l'exécution des travaux, pendant laquelle il sera nécessaire de confronter notre dimensionnement, du côté bureau d'études, au dimensionnement proposé par les entreprises de construction.

La démarche de vérification par un logiciel aux éléments finis constitue l'aboutissement de la conception, et a pour objectif non pas de vérifier les grands principes de structure mais d'ajuster les éléments de structure par un dimensionnement exhaustif.

Grâce à une telle modélisation, plusieurs conclusions peuvent être tirées quant au fonctionnement du système structurel, de l'échelle globale à l'échelle du détail d'assemblage, en passant par l'étude d'un élément de structure.

J'expose ici les résultats concernant les deux poutres treillis de l'espace central. Dans l'épaisseur du 7^{ème} et dernier étage du projet, chaque poutre treillis franchit l'espace central en s'appuyant sur les voiles structurant la zone, et reprend quatre suspentes en travée qui portent la charpente métallique de chaque étage. Les deux poutres disposent chacune de quatre appareils d'appuis, deux par voile de béton armé : un en extrémité de poutre, et un appui intermédiaire en extrémité de voile.

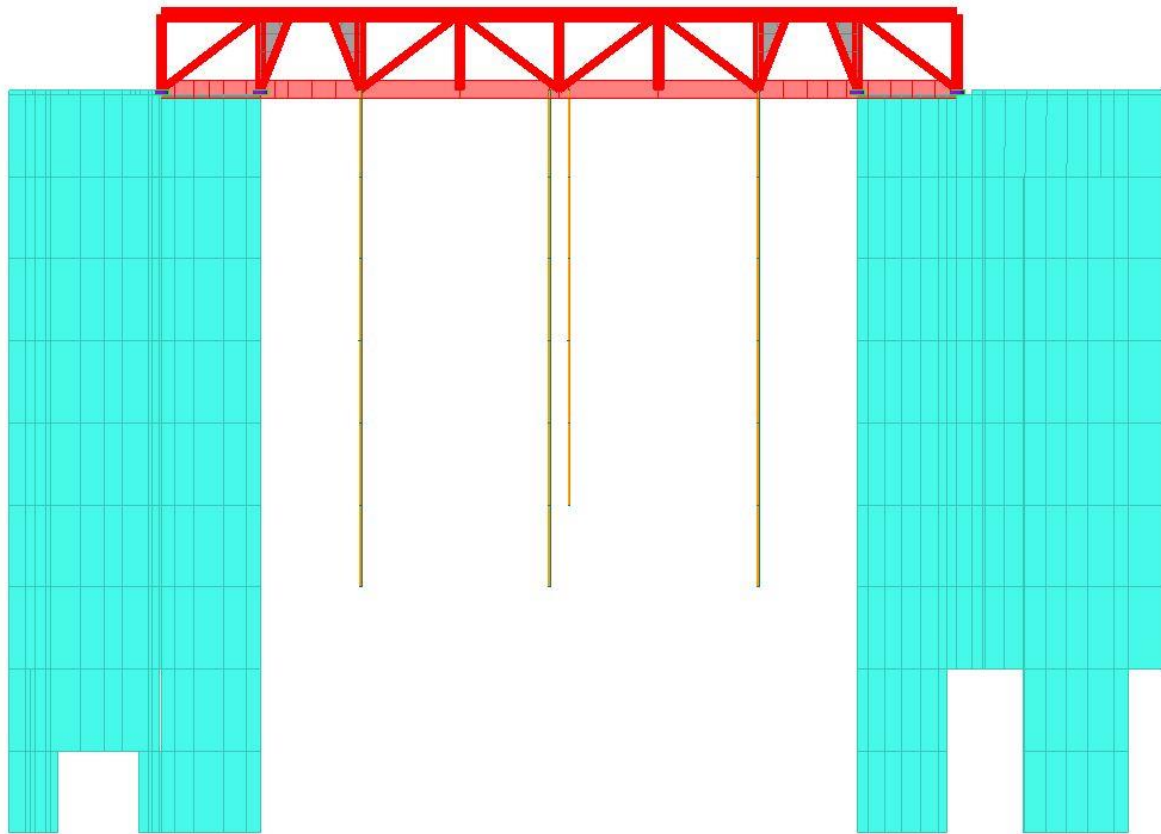


Figure 24 : Elévation du modèle aux éléments finis – Localisation des suspentes sur la poutre // © bordas+peiro

Les hypothèses de charge sont similaires à celles exposées lors de mon travail sur le dossier variantes, à l'exception près que sont prises en compte des charges en toiture : 1 kN/m^2 pour la verrière de toiture, et 1 kN/m^2 d'entretien.

Sont détaillés ci-après les résultats mécaniques principaux des poutres treillis : d'une part les contraintes s'appliquant aux sections des éléments, et d'autre part les résultats des efforts normal, tranchant et de flexion. Les données sont issues de la combinaison de charges ELU.

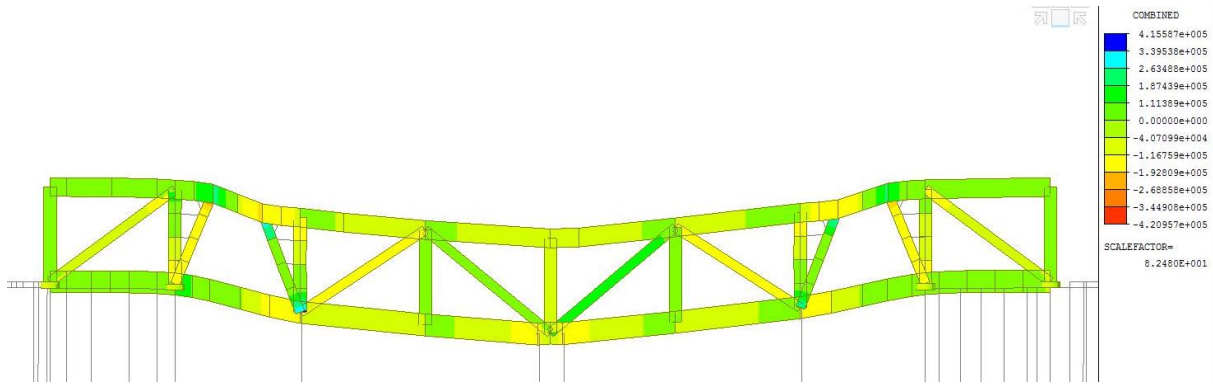


Figure 25 : Contraintes des sections en kN/m^2 // © bordas+peiro

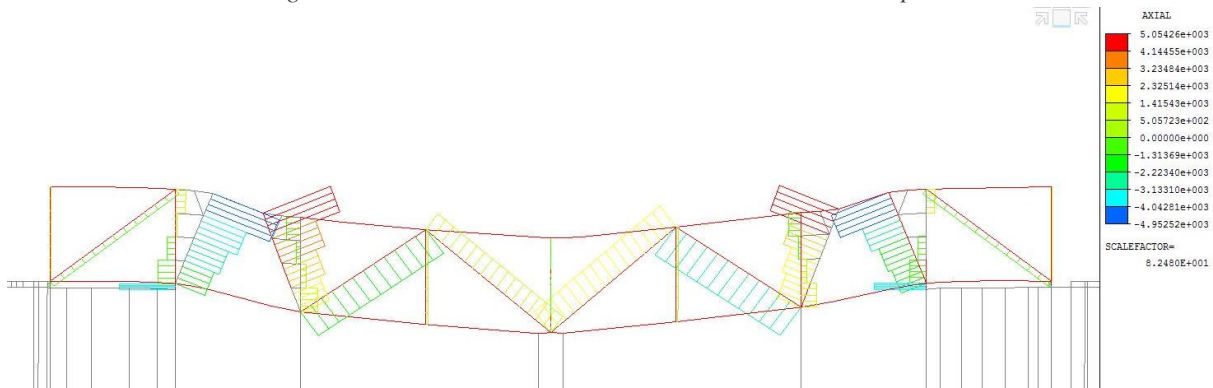


Figure 26 : Effort normal en kN // © bordas+peiro

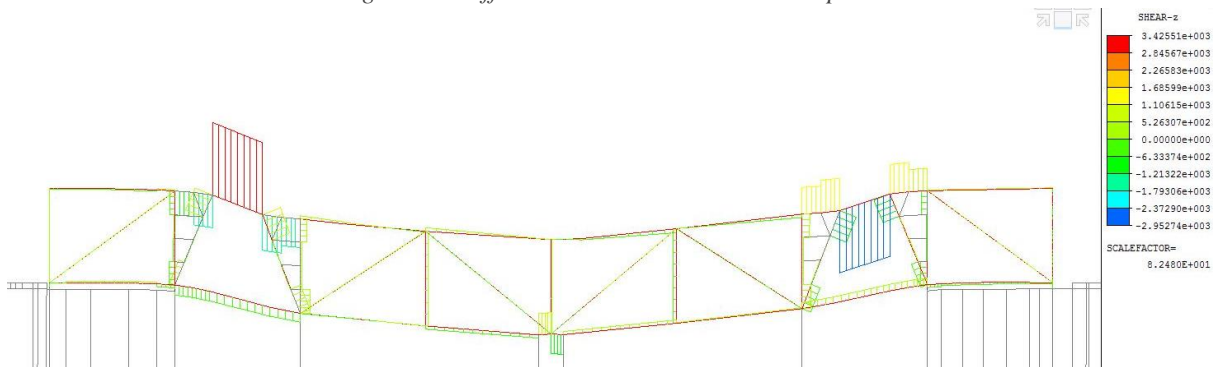


Figure 27 : Effort tranchant en kN // © bordas+peiro

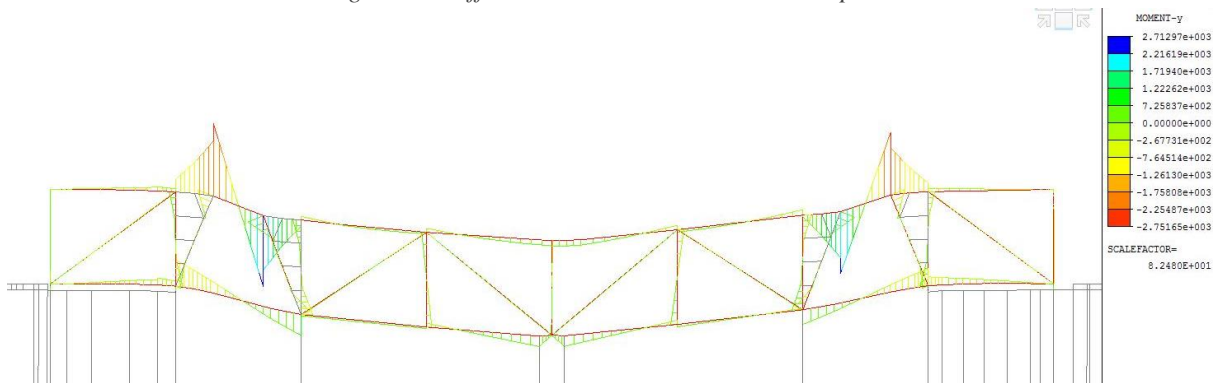


Figure 28 : Moment fléchissant en kN.m // © bordas+peiro

Le premier élément à étudier est l'intervalle des contraintes dans le treillis : généralement inférieures à 230 MPa, cette valeur est localement dépassée pour atteindre 340 MPa sur les diagonales formant l'ouverture en trapèze, supports des suspentes les plus proches des voiles. Une nuance d'acier S355 sera donc à prévoir pour ces barres du treillis, une nuance S235 suffisant pour les autres éléments.

Les autres résultats font état d'un fonctionnement classique de treillis : les diagonales et montants fonctionnent principalement en effort normal, tandis que les membrures inférieures fonctionnent en effort tranchant et en flexion. Il est toutefois intéressant d'observer que les maxima et minima de ces deux derniers types d'efforts sont localisés entre la suspente proche du voile et l'appui intermédiaire en extrémité de voile.

Qualitativement, au vu de ces différents efforts, des problématiques d'interaction sont à prévoir. L'analyse logicielle de la conformité du treillis à l'Eurocode 3 montra précisément que certains éléments de la géométrie initiale du treillis ne vérifiaient pas les critères d'interaction N-M ou V-M. C'est en particulier le cas de la diagonale formant l'ouverture en trapèze, et du montant associé. Un exemple de fiche d'analyse est disponible en **Annexe 4**.

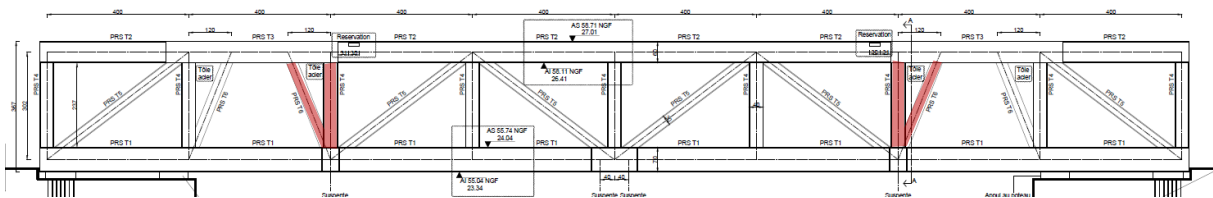


Figure 29 : Géométrie du treillis – Mise en évidence des éléments ne vérifiant pas l'interaction N-M // © bordas+peiro

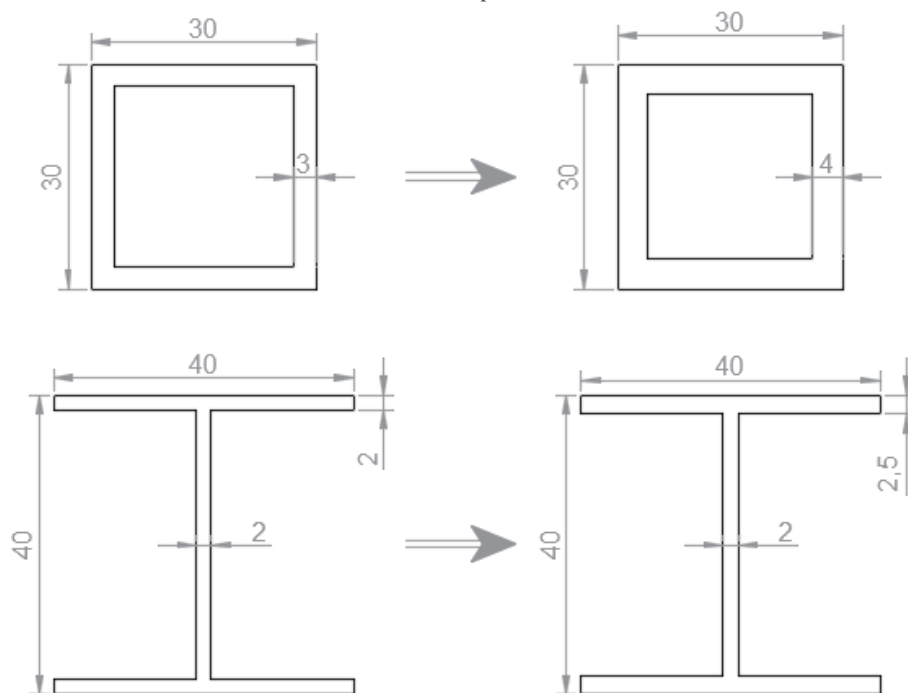


Figure 30 : Ajustement des PRS pour les diagonales (en haut) et les montants (en bas) // © bordas+peiro

La figure 30 présente les modifications géométriques nécessaires pour aboutir à une structure satisfaisant les critères de l’Eurocode 3. Cette démarche d’ajustement par une vérification exhaustive des critères de l’Eurocode 3 rentre dans le niveau de précision que demande la phase préparatoire aux travaux d’exécution, et une modélisation aux éléments finis est particulièrement adaptée à ce processus.

Un autre résultat de cette modélisation est le fonctionnement des appareils d’appuis des poutres treillis. Initialement, il était prévu que l’appui en extrémité de poutre fonctionne en traction, ce qui aurait nécessité un ancrage par barre de traction type Macalloy. Or, ma modélisation montra que cet appui fonctionne en compression, de la même manière que les appuis intermédiaires. C’est donc l’utilisation d’appareils d’appui à pot pour l’ensemble des appuis que l’entreprise de gros œuvre devrait prévoir. De la même manière, c’est ce niveau de précision qui est attendu dans la préparation de l’exécution ; le fonctionnement des appuis d’extrémités dans ce type de géométrie reste très sensible à la descente de charge et au rapport d’inertie de part et d’autre de l’appui intermédiaire, et donc délicat à prévoir durant les phases de conception pure du projet.

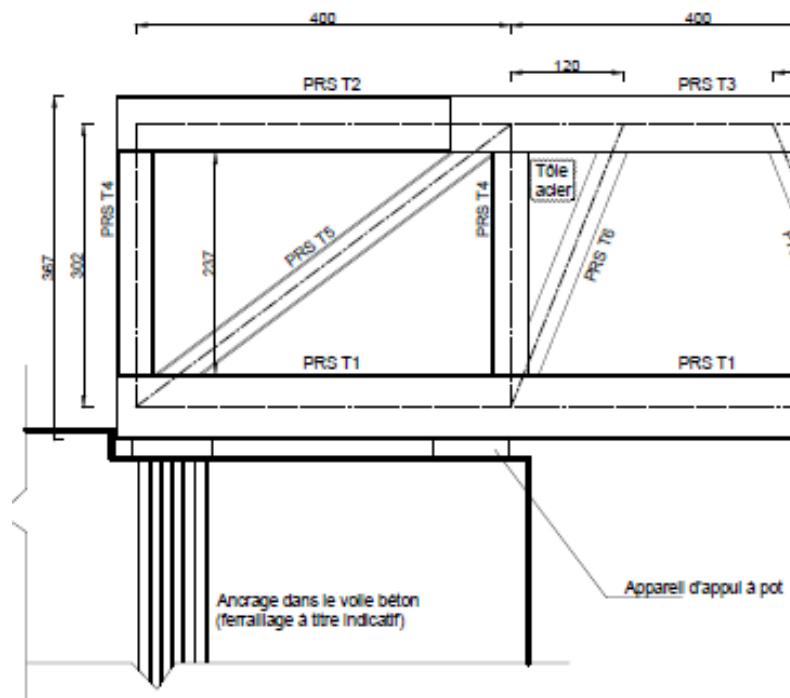


Figure 31 : Visualisation des appuis – Barres d’ancrage dans le cas d’un fonctionnement en traction. // © bordas+peiro

ii. Etude d’assemblage

Mon analyse de l’espace central se conclut sur une dernière étude aux éléments finis que j’ai menée dans le cadre du projet Issy Guynemer, à savoir la modélisation de l’assemblage suspentes – poutre treillis, entièrement soudé.

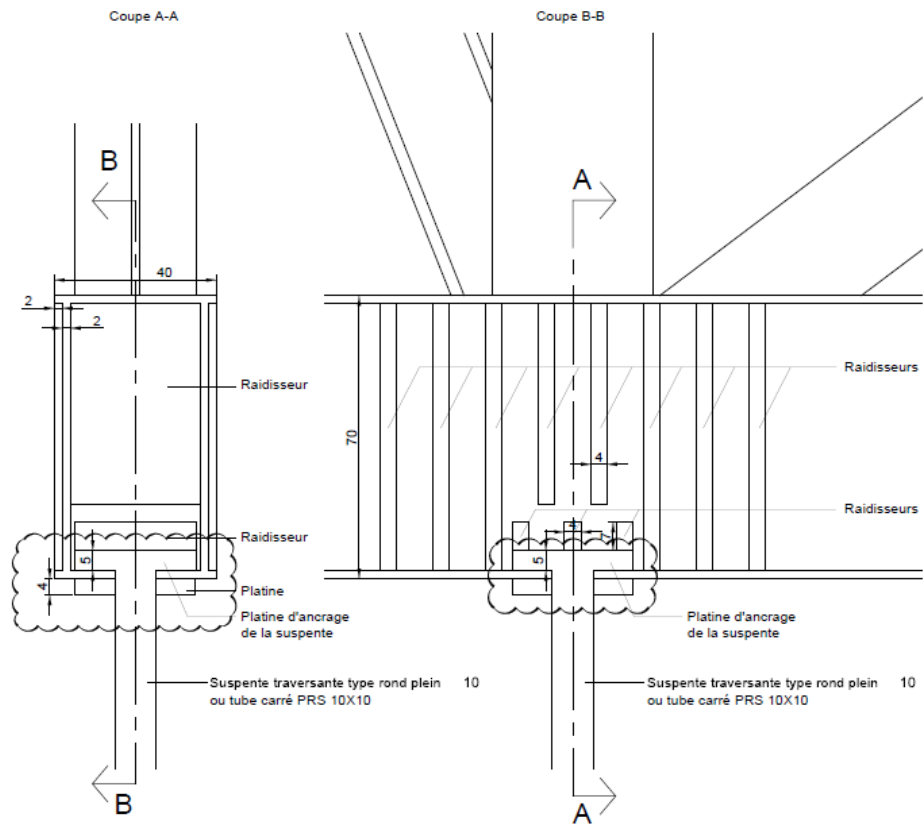


Figure 32 : Détail d'assemblage avec la poutre treillis // © bordas+peiro

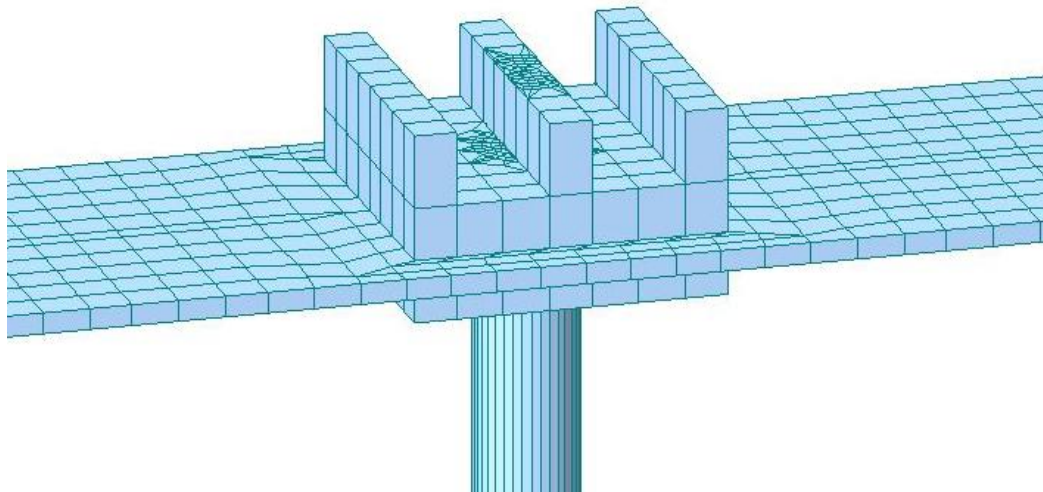


Figure 33 : Modélisation de l'assemblage interne / : © bordas+peiro

L'idée est d'utiliser les contraintes de la suspende – de 10 cm de diamètre – la plus sollicitée de mon modèle global de structure, à savoir 204 MPa à l'ELS, pour observer la répartition des contraintes dans l'assemblage.

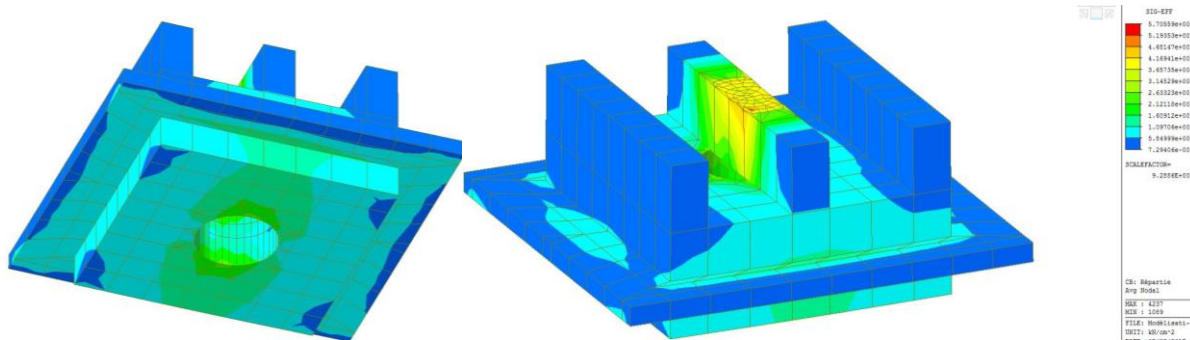


Figure 34 : Répartition des contraintes effectives dans l'assemblage // © bordas+peiro

On remarque ainsi que la plupart des pièces de l'assemblage sont soumises à des contraintes de l'ordre de 340 MPa. Ces pièces devront donc être prévues en acier de nuance S355.

D'autre part, la barrette centrale de l'assemblage paraît être fortement sollicitée, avec une contrainte maximale de 500 MPa au droit de la jonction avec la suspente. Une conclusion en deux temps peut être tirée : la nuance d'acier de cette pièce devra être particulièrement résistante pour au moins résister à la contrainte maximale, mais un ajustement de la géométrie de cette pièce – élargissement ou agrandissement de la barrette pour une meilleure répartition des contraintes – permettrait de s'exempter d'un renforcement ponctuel par l'utilisation d'un acier plus résistant.

Ce type de modélisation pourra être utilisé en phase exécution comme base de calcul pour déterminer les dimensions des soudures nécessaires à la bonne tenue de l'assemblage. Au-delà de la simple vérification des contraintes effectives dans les pièces qui doivent rester en-deçà contrainte de rupture de l'acier, le calcul des cordons de soudure nécessite de déterminer l'ensemble des contraintes de von Mises dans le plan critique des cordons.

La difficulté majeure que j'ai rencontré sur ce travail de modélisation aux éléments finis est la familiarisation avec le logiciel Midas gen ©. Bien souvent, ce type de logiciel propose une démarche intuitive pour la modélisation, mais comporte ses spécificités. Apprendre à se servir d'un tel logiciel prend un temps conséquent, mais cet outil reste très puissant en ingénierie des structures.

Au-delà de ces difficultés, il est particulièrement appréciable d'obtenir *in fine* un modèle cohérent qui rend compte de la complexité de la structure et qui permet d'effectuer un vrai travail d'échelle, du comportement global à la vérification d'un assemblage.

III. La gestion de la phase chantier : une démarche de vérification et d'adaptation

1. Le projet de la Régie du Chauffage Urbain

Le dernier projet sur lequel j'ai eu l'opportunité de travailler est un projet de bureaux à Fontenay-sous-Bois, pour le compte de la Régie du Chauffage Urbain (RCU). Ces bureaux ont été conçus sous la forme d'un bâtiment modulaire, les différents modules reposant sur des massifs en béton et longrines.

La problématique structurelle étant par nature inexistante pour les structures des modules, conçus pour une exploitation de type bureaux, bordas+peiro se place sur ce projet en tant que maître d'œuvre de conception des fondations dites spéciales, constituées des longrines et blocs béton sous lesquels étaient prévus des micropieux pour assurer la bonne diffusion des efforts dans les sols. Mon rôle au sein de ce projet fut d'assurer la phase VISA des travaux d'exécution, qui consiste en la vérification des documents d'exécution produits par l'entreprise de construction.

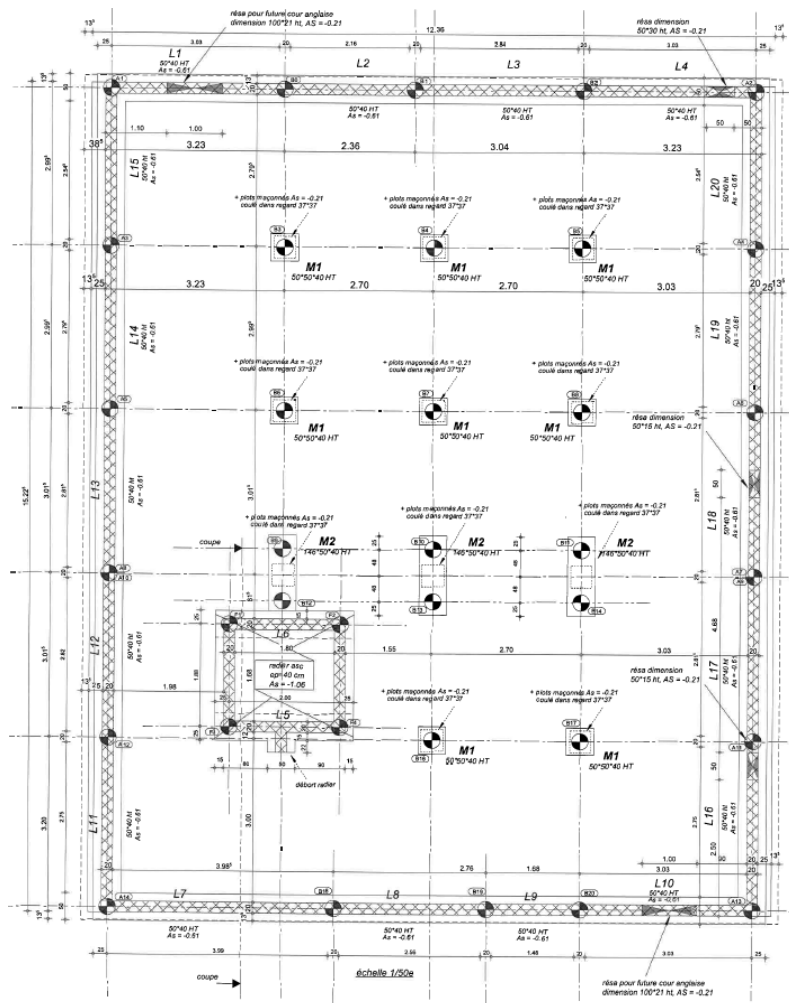


Figure 35 : Plan d'exécution des fondations – Visualisation des longrines, massifs et pieux // © SOGEA

2. Etude comparative des solutions de fondations profondes

i. Contexte géologique et descente de charges

Le rapport de mission géotechnique G2 en AVP détaille la partition géotechnique du site de projet, que je résume dans le tableau suivant :

Terrain	Type	Epaisseur (m)	PI* (MPa)
Remblais	<i>Neutralisé</i>	3	-
Marnes vertes	Argile / Limon	8	0.79
Marnes blanches	Marne et calcaire-marneux	Au-delà	1.06

Tableau 6 : Partition géotechnique du projet RCU

Cognaud Services, en contrat de conception – construction sur ce projet, est l’entreprise ayant assuré la maîtrise d’œuvre du bâtiment, mais aussi la pose des modules sur les longrines et blocs béton. Ainsi, c’est cette même entreprise qui fournit la descente de charges des modules, produite par leurs soins. Sur ce type de projet, la majorité des efforts sur fondations sont verticaux et dus à la descente des charges, mais des efforts horizontaux provoqués par la prise au vent des modules sont également à prévoir.

ii. Fondations par pieux et par micropieux

Au vu des données initiales et contraintes du projet, nous avons prévu l’utilisation de micropieux. Déjà, l’utilisation de fondations profondes se justifie directement par la présence d’une couche de remblais de 3 mètres d’épaisseur. Le choix se réduit donc à l’utilisation de pieux ou de micropieux.

L’utilisation de micropieux se justifiait par différents arguments : d’une part, le site de projet étant relativement exigu, les fondations par micropieux sont tout indiquées de par l’utilisation d’un atelier plus compact qu’un atelier de pieux. D’autre part, la présence d’un mur en maçonnerie en bordure du site de projet nous avait alertés sur la problématique de vibrations lors de l’exécution des travaux. Là encore, les ateliers de micropieux sont réputés comme produisant moins de vibrations que les autres techniques de fondations profondes. Enfin, il est apparu en phase de conception que l’ensemble des fondations profondes devraient reprendre des efforts horizontaux, et les micropieux sont là encore efficaces face à ce type d’effort.

Il se trouve que lors de la diffusion des études d’exécution, nous avons constaté que de par la constitution et l’agencement des modules, seules les fondations situées sous les longrines périphériques du projet reprendraient des efforts horizontaux. Cet ajustement du mode de reprise des efforts de vent encouragea l’entreprise de travaux assurant la construction des fondations à changer le principe de fondations profondes en optant pour des pieux à tarière creuse, solution plus économique dans le cas de fondations fonctionnant en effort vertical seul. D’après cette même entreprise, un atelier de tarière creuse pouvait respecter les différentes contraintes inhérentes au site de projet.

Cette discussion autour du choix le plus judicieux de fondations profondes m’a mené à concevoir en interne des feuilles de calcul de dimensionnement simple en effort axial, sous

Excel ©, pour comparer les deux solutions. Ce type de feuille est extrêmement pratique, le dimensionnement des fondations faisant appel à de multiples termes dépendant notamment du type de pieux et nature des sols.

Très simplement, la différence entre ces deux types de fondations profondes réside en le mode de portance : les pieux portent en pointe et par frottements, tandis que les micropieux sont considérés comme transmettant les charges au sol uniquement par frottement. Les pieux sont ainsi *a priori* généralement plus économiques que les micropieux, en contrepartie d'une mise en œuvre plus contraignante pour l'environnement proche du projet.

Ci-après sont présentées deux feuilles de calcul, une pour les pieux et l'autre pour les micropieux, vérifiant notamment les critères de l'Eurocode 7 et le fascicule 62 titre V.

A partir de la partition géotechnique du projet et sur base de la fondation la plus sollicitée (effort vertical à 179 kN à l'ELS quasi permanent, 231 kN à l'ELS caractéristique et 330 kN à l'ELU), on obtient les résultats suivants :

- Un micropieu diamètre 150 mm de profondeur 19.5 m ;
- Un pieu diamètre 320 mm de profondeur 10 m.

En dimensionnement axial simple, il y a donc un vrai avantage économique à travailler avec pieux à tarière creuse dans le cadre de ce projet. Cette analyse pourrait être complétée par une analyse comparative du comportement des fondations vis-à-vis des efforts horizontaux, générateurs d'un moment et d'un effort tranchant qu'il convient d'en vérifier la bonne reprise. Ce travail aurait nécessité l'utilisation d'un logiciel du type Foxta ©.

De plus, utiliser des pieux classiques permet de mettre en place des pieux « non armés » aux endroits où les efforts sont uniquement verticaux et donc la problématique d'effort tranchant très faible.

Cet exercice de comparaison permet d'illustrer les ajustements qui peuvent être adoptés en phase de réalisation.

**Dimensionnement fondations profondes
avec micropieux par méthode pressiométrique**

Projet

Durée de vie (années)	50
Catégorie de terrain	2 - Terrain ou remblais moyennement agressif

Cas de charge

Q ELS QP (kN)	179,00
Q ELS caractéristique (kN)	231,00
Q ELU (kN)	330,00
Fonctionnement	Compression
Coefficient ELS QP	3,46
Coefficient ELS caractéristique	2,83
Coefficient ELU	1,10

Caractéristiques des pieux

Nuance acier (MPa)	560
∅ pieux (mm)	150
Type d'armature	Tube
∅ armature (mm)	88,9
Epaisseur armature (mm)	6,45
Classe d'armature	1
Section théorique (mm ²)	1670,71
Corrosion (mm)	1,2
Nombre de pieux	1
Coefficient d'efficacité	1
Classe de micropieux	II
Coefficient de classe	1
Contrôle de portance	Oui
Coefficient de réduction	1

Groupement de pieux

Entraxe (mm)	0
Nombre de lignes	1
Pieux par ligne	1

Vérification vis-à-vis des armatures

σ admissible ELU (MPa)	420
σ admissible ELS (MPa)	280
Section minimale (mm ²)	550,00
Section effective (mm ²)	1359,88

Conclusion **La section est vérifiée**

Calcul de l'ancrage

Couche 1 - Neutralisée

Remblais

Epaisseur	3
PI* (MPa)	0,55
Longueur d'ancrage ELS QP (m)	3,00
Longueur d'ancrage ELS caractéristique (m)	3,00
Longueur d'ancrage ELU (m)	3,00

Couche 2

Marnes vertes

Type	Argile / Limon
PI* (MPa)	0,79
Frottement latéral unitaire (kPa)	20
Epaisseur (m)	8
Longueur d'ancrage ELS QP (m)	5,49
Longueur d'ancrage ELS caractéristique (m)	8,00
Longueur d'ancrage ELU (m)	8,00

Couche 3

Marnes blanches

Type	Marne et Calcaire - Marneux
PI* (MPa)	1,06
Frottement latéral unitaire (kPa)	58
Epaisseur (m)	10
Longueur d'ancrage ELS QP (m)	0,00
Longueur d'ancrage ELS caractéristique (m)	0,23
Longueur d'ancrage ELU (m)	8,22

Longueur d'ancrage ELS QP (m)	8,49 m
Longueur d'ancrage ELS caractéristique (m)	11,23 m
Longueur d'ancrage ELU (m)	19,22 m

Figure 36 : Calcul de micropieu // © bordas+peiro

Cas de charge

Q ELS QP (kN)	179,00
Q ELS caractéristique (kN)	231,00
Q ELU (kN)	330,00
Fonctionnement	Compression
Coefficient ELS QP	3,73 en pointe 2,66 en frottement latéral
Coefficient ELS caractéristique	2,77 en pointe 1,98 en frottement latéral
Coefficient ELU	1,10 en pointe 1,10 en frottement latéral

Caractéristiques des pieux

Nuance acier (MPa)	560
Ø pieux (mm)	320
Type de pieu	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation
Ø armature HA (mm)	14
Section (mm²)	0,080
Type de béton (MPa)	30
Nombre de pieux	1
Coefficient d'efficacité	1
Refoulement du sol	Sans
Ancrage dans la craie	Non

Groupement de pieux

Entraxe (mm)	0
Nombre de lignes	1
Pieux par ligne	1

Vérification vis-à-vis du béton

k1	1,35
k2	1
C max (MPa)	30
f'ck (MPa)	22

Conclusion La section est vérifiée

Calcul de l'ancrage

Couche 1 - Neutralisée

Remblais

Epaisseur	3
Pi' (Mpa)	0,55
Longueur d'ancrage ELS QP (m)	3,00
Longueur d'ancrage ELS caractéristique (m)	3,00
Longueur d'ancrage ELU (m)	3,00

Couche 2

Marnes vertes

Type	Argile / Limon
Pi' (Mpa)	0,79
Frottement latéral unitaire (kPa)	60
Epaisseur (m)	8
Longueur d'ancrage ELS QP (m)	7,00
Longueur d'ancrage ELS caractéristique (m)	6,68
Longueur d'ancrage ELU (m)	4,71

Couche 3

Marnes blanches

Type	Marne et Calcaire - Marneux
Pi' (Mpa)	1,06
Frottement latéral unitaire (kPa)	120
Epaisseur (m)	10
Longueur d'ancrage ELS QP (m)	0,00
Longueur d'ancrage ELS caractéristique (m)	0,00
Longueur d'ancrage ELU (m)	0,00

Longueur d'ancrage ELS QP (m)	10,00 m
Longueur d'ancrage ELS caractéristique (m)	9,68 m
Longueur d'ancrage ELU (m)	7,71 m

Figure 37 : Calcul de pieu // © bordas+peiro

3. Une complexité issue de l'exécution des travaux

i. La gestion de l'erreur d'exécution en structure

Le changement de principe des fondations ayant été acté, l'entreprise a pu produire les documents d'exécution que j'ai par la suite validés. Il se trouve qu'une fois les pieux coulés,

l'entreprise s'est rendu compte que certains pieux n'étaient tout simplement pas à l'endroit prévu.

Cette erreur durant les travaux d'exécution a eu deux conséquences directes : d'une part, la nécessité de la part de l'entreprise de vérifier la bonne tenue des pieux sur lesquels un moment en tête, non prévu à la conception, existe de par le décalage des pieux, et d'autre part un nouveau travail de conception pour recentrer les efforts de charge sur les fondations effectivement exécutées.

Concrètement, la quasi-totalité des pieux sous la longrine périphérique se sont trouvés décalés ; ces pieux doivent donc vérifier un calcul d'interaction N-M pour être conformes.

Le décalage des appuis des modules par rapport aux pieux le long des longrines fait donc l'objet d'une vérification mécanique, mais le décalage des pieux sous les massifs d'appuis a nécessité la mise en place de longrines de reprise, assez similaire à ce que l'on peut observer sur des projets de réhabilitation pour lesquels les fondations profondes doivent être renforcées.

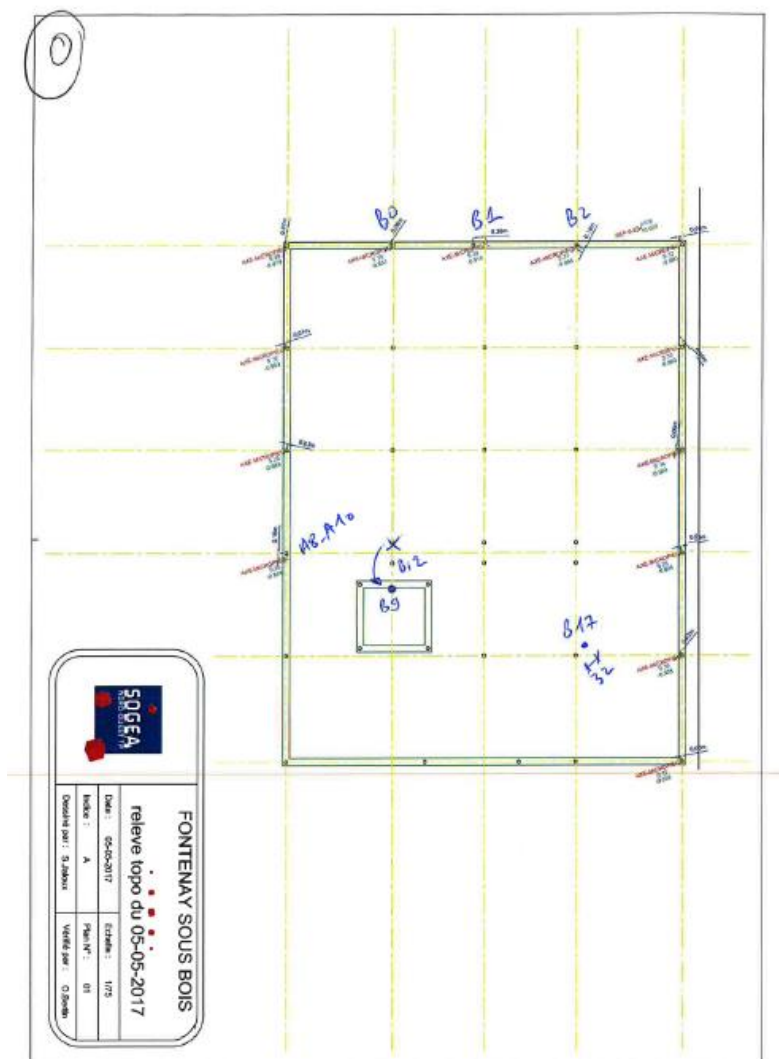


Figure 38 : Plan présentant les décalages des pieux // © SOGEA

ii. Dimensionnement de la structure de reprise

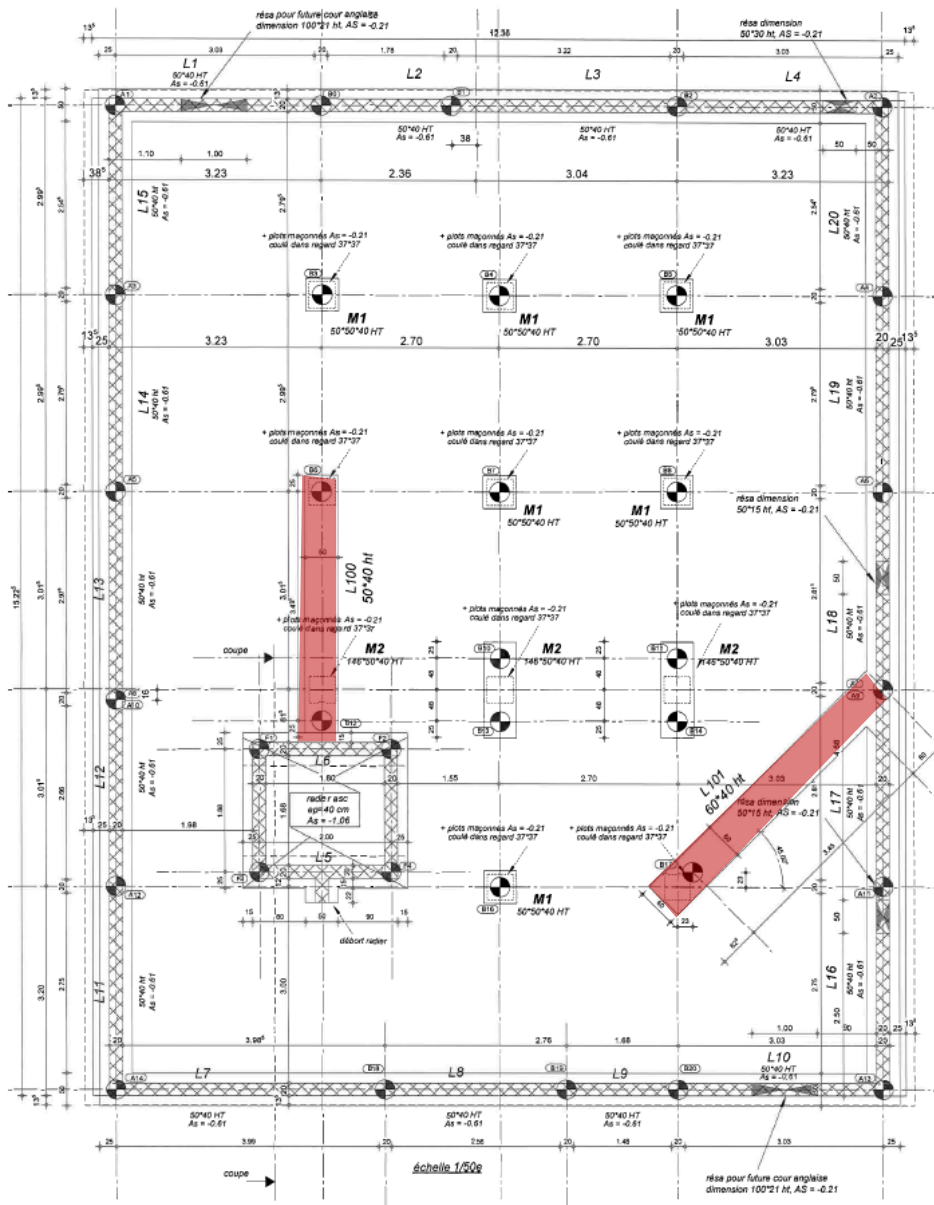


Figure 39 : Plan d'exécution avec longrines de reprise // © SOGEA

Je présente ici la démarche de vérification rapide que j'ai adoptée pour valider les plans de ferrailage des longrines de reprise proposés par l'entreprise. Par exemple, étudions la longrine en biais qui assure la reprise de la charge du module par une partie en porte-à-faux, le pieu ayant été décalé sur la diagonale. Cette charge ponctuelle mise à part, la longrine ne porte rien d'autre que son poids propre.

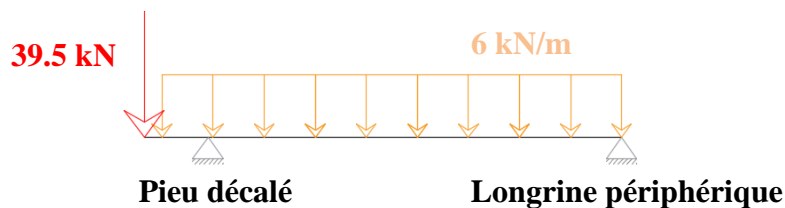


Figure 40 : Schéma statique de la longrine // © bordas+peiro

Avec des travées de 4.05 m pour la grande portée, et 0.625 m pour la petite portée, on en déduit à l'ELU $V_{ed} = 43$ kN sur l'appui du pieu décalé, $M_{ed} = -26$ kN.m sur le même appui. La section de longrine est de 60 cm sur 40 cm de hauteur. Pour un C25/30 avec des aciers S500A, on a que :

$$\mu_u = M_{ed}/(bd^2f_{cd}), \text{ soit avec } d = 0.9h, \mu_u = 0.02 \text{ (pivot A, béton surdimensionné)}$$

$$\text{Bras de levier } z_u = (1-0.6 \mu_u)d = 0.36 \text{ m}$$

$$\text{Section d'acier } A_s = M_{ed}/(z_u \sigma_{su}) = 2 \text{ cm}^2 \text{ soit un taux d'aciers tendus inférieur à } 0.2 \text{ \%}.$$

Les plans de ferrailage prévoient bien un taux d'acier supérieur à la limite légale de 0.2%. De la même manière, les dispositions constructives quant à la reprise de l'effort tranchant par les armatures transversales, notamment le resserrement des cadres sur appui, ont pu être vérifiées.

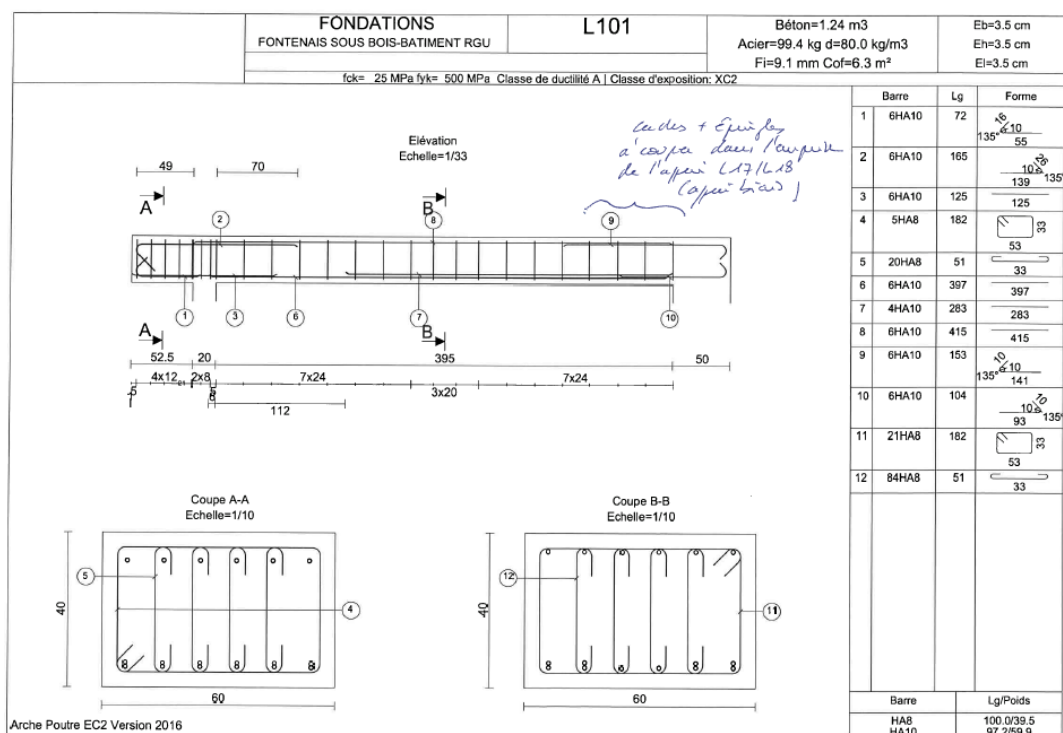


Figure 41 : Plan de ferrailage de la longrine // © SOGEA

Mon travail sur ce projet illustre la démarche que l'on peut avoir lors d'un tel avancement du projet : la force de travail se répartit entre la validation des modifications du projet initial et la vérification des documents d'exécution. Ce dernier point doit faire l'objet d'une démarche particulièrement proportionnée : d'un point de vue légal, un visa ne se fonde pas sur une vérification exhaustive du document d'exécution concerné, mais rend compte d'une vérification en bonne intelligence de certains points clés. C'est ce que j'ai appliqué pour la vérification de la précédente longrine : en constatant un surdimensionnement du béton vis-à-vis de la flexion et un respect de l'écartement des cadres métalliques vis-à-vis de l'effort tranchant, on en déduit que la nature et disposition des armatures permettent à la longrine de reprendre correctement les efforts de sollicitation.

D'un point de vue personnel, ce projet m'a posé beaucoup de difficultés, et ce pour plusieurs raisons. D'une part, mon dialogue avec l'entreprise de travaux fut compliqué, celle-ci ayant été très inerte face à mes différentes observations par rapport à leurs modifications du projet et documents d'exécution.

L'Ecole d'Ingénieur nous formant principalement à être des ingénieurs de conception, mon manque de connaissance de la phase de réalisation de travaux s'est ressenti sur les débuts de ma démarche de vérification.

Un des principaux points m'ayant bloqué est la démarche de VISA qui se veut qualitative, et non exhaustive, alors que ma première approche aurait été de vérifier intégralement les documents de l'entreprise.

D'autre part, il m'a été assez difficile d'accepter des modifications aussi profondes à un stade avancé du projet. Au final, le projet réalisé ne correspond en rien au travail qui avait été réalisé par l'agence bordas+peiro en phase conception, ce qui me paraissait inenvisageable dans une démarche cohérente de projet. J'ai par la suite compris, en travaillant plus longuement sur la réalisation du projet Issy Guynemer, que ces ajustements tardifs sont bien plus courants que je ne pouvais l'imaginer.

Conclusion

Des pré-dimensionnements de la Gare Stade de France aux études d'exécution du projet RCU, en passant par l'analyse aux éléments finis d'Issy-Guynemer, la démarche de conception reflète systématiquement le degré d'avancement du projet.

Au-delà de cet aspect temporel du processus de conception, les contraintes et ambitions du projet ajustent les moyens mis en œuvre pour aboutir à un projet structurel cohérent et pertinent. Si l'utilisation de certains outils à un temps donné du projet peut parfois paraître chronophage, l'intérêt est plutôt d'adopter une méthode juste et appropriée. Ainsi, il est cohérent de rentrer dans la précision de l'analyse structurelle dès les premières phases, autant qu'il est consistant de se limiter aux calculs de faisabilité lors de modifications conséquentes au préalable du chantier et confier aux entreprises la responsabilité du dimensionnement complet.

Une des plus grandes difficultés à laquelle j'ai été confrontée lors de ce travail de fin d'études est précisément la démarche itérative du projet de construction. Revenir sur un travail accompli me paraissait excessivement décevant ; en revanche, de manière rétrospective, le fait de confirmer et d'adopter une solution structurelle apparaissant comme juste et cohérente constituait un accomplissement satisfaisant.

Effectuer mon stage au sein de l'agence bordas+peiro m'a permis non seulement de confirmer mon intérêt pour l'ingénierie des structures complexes, mais aussi pour son lien étroit avec l'architecture. J'ai finalement découvert ma préférence pour l'ingénierie de conception ; bien que la gestion de la phase travaux constitue le cœur du métier de l'ingénieur structure, notre objectif étant de construire des bâtiments, et l'intérêt technique de la phase de réalisation, je reste profondément attaché au processus de conception structurelle.

Liste des annotations

A : section de poutre

A_v : aire de cisaillement

K : raideur d'une poutre en flexion

E : module de Young

I : moment quadratique

b : largeur de poutre

h : hauteur de poutre

L : portée d'une poutre ou d'une travée

L_{inf} : largeur d'influence

G : poids propre structurel

G' : poids propre non structurel

Q : charge d'exploitation

P_{ELU} : chargement linéaire à l'ELU

P : charge ponctuelle à l'ELU

M_{ed} : moment de calcul à l'ELU

$M_{Pl,Rd}$: moment plastique résistant

W_{Pl} : module de flexion plastique

V_{ed} : effort tranchant de calcul à l'ELU

$V_{Pl,Rd}$: effort tranchant plastique résistant

N_{ed} : effort normal de calcul à l'ELU

$N_{Pl,Rd}$: effort normal plastique résistant

f_{cd} : résistance de calcul en compression du béton

f_{yd} : résistance de calcul en compression de l'acier

f_y : nuance d'acier

μ_u : moment réduit

ρ : masse volumique

F_u : force unitaire

δ : déplacement

Sources

Bibliographie

ARUP (2016). *Total Design over time*. London : Wardour, 154p.

Courbon, J et Theillout, J-N. *Résistance des matériaux – Formulaire*. Paris : Techniques de l'Ingénieur

Franck, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Paris : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; Techniques de l'Ingénieur, 141p.

Osmani E. et Coin A. (2011). *Ossatures des bâtiments*. Paris : SEBTP. 8^{ème} édition, 324p.

Torroja, E. (1957). *Razón y Ser de los Tipos Estructurales*. Madrid : Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 320p.

Rice, P. (1994). *An Engineer Imagines*. London : Artemis, 192p.

Sullivan, L. (1896). *The Tall Office Building Artistically Considered*. Philadelphia : Lippincott's Magazine, pp 403–409.

Viollet-le-Duc, E. (1863). *Entretiens sur l'architecture*. Paris : A. Morel et C^{ie} Editeurs, 1280p.

Documents de projet

bordas+peiro (2017). *Lot 01 : Gros œuvre, démolitions, charpente métallique. Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP)*

Koruseo (2017). *Gare Stade de France – Analyse de la conformité avec les méthodes constructives PRO-a L16 et celles du PaSo*

Textes réglementaires

NF EN 1990 (2011). *Eurocode 0 - Bases de calcul des structures, et annexes nationales associées*. La Plaine Saint Denis : AFNOR.

NF EN 1991 (2011). *Eurocode 1 – Actions sur les structures, et annexes nationales associées*. La Plaine Saint Denis : AFNOR.

NF EN 1992 (2008). *Eurocode 2 – Calcul des structures en béton, et annexes nationales associées*. La Plaine Saint Denis : AFNOR.

NF EN 1993 (2013). *Eurocode 3 – Calcul des structures en acier, et annexes nationales associées*. La Plaine Saint Denis : AFNOR.

NF EN 1994 (2014). *Eurocode 4 - Bases de calcul des structures, et annexes nationales associées*. La Plaine Saint Denis : AFNOR.

NF EN 1997 (2014). *Eurocode 7 – Calcul géotechnique, et annexes nationales associées*. La Plaine Saint Denis : AFNOR.

NF P 94-262 (2012). *Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 pour la justification des ouvrages géotechniques – Fondations profondes*. La Plaine Saint Denis : AFNOR, 205p.

Fascicule n°62 – Titre V (1993). *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil du CCTG*. Paris : Edition des journaux officiels, 182p.

Webographie

Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) : <http://www.cstb.fr/>

Le Moniteur : <http://www.lemoniteur.fr/>

Techniques de l'Ingénieur : <http://www.techniques-ingenieur.fr/>

Conférence

Société du Grand Paris (2017). *Les architectes du Grand Paris Express*. Maison de l'Architecture en Île-de-France, Paris.

Iconographie

Figures

Figure 1 : Perspective du projet Issy Guynemer, Issy-les-Moulineaux // © ARTE Charpentier

Figure 2 : Situation de la Gare Stade de France dans le Grand Paris Express // © Société du Grand Paris

Figure 3 : Coupe transversale AVP-a de la Gare Stade de France – Détail des contraintes // © bordas+peiro

Figure 4 : Perspective du projet de la Gare Stade de Franc – Visualisation du vide central // © bordas+peiro

Figure 5 : Situation des portiques sur plan RDC AVP-a de la Gare de Stade de France // © bordas+peiro

Figure 6 : Géométrie des portiques métalliques supports du plancher haut de l'émergence // © bordas+peiro

Figure 7 : Schéma statique du portique et chargement en 1^{ère} option // © bordas+peiro

Figure 8 : Schéma statique du portique et chargement en 2nd option // © bordas+peiro

Figure 9 : Treillis proposé // © bordas+peiro

Figure 10 : Schéma de pré-dimensionnement du treillis // © bordas+peiro

Figure 11 : Fonctionnement mécanique des parois moulées et extrait de coupe transversale AVP-a // © bordas+peiro

Figure 12 : Situation des liernes au RDC de la gare Stade de France // © bordas+peiro

Figure 13 : Modélisation aux éléments finis des liernes RDC, résultats de déplacement // © bordas+peiro

Figure 14 : Plan PH R+3 – Localisation de l'espace central (bleu) et des noyaux structurels (rouges) // © bordas+peiro

Figure 15 : Coupe longitudinale de l'espace central – Visualisation des éléments de structure // © bordas+peiro

Figure 16 : Poutraison initiale de l'espace central au PH R+3 – Position des suspentes en bleu // © bordas+peiro

Figure 17 : Coupe sur assemblage poutre primaire / solive // © bordas+peiro

Figure 18 : Section initiale des poutres principales // © bordas+peiro

Figure 19 : 1^{ère} proposition de nouvelle poutraison // © ARTE Charpentier

Figure 20 : coupe de principe sur la dorsale reprise par suspentes // © bordas+peiro et ARTE Charpentier

Figure 21 : 2nd proposition de nouvelle poutraison // © ARTE Charpentier

Figure 22 : Coupe de principe – Poutres de reprise des suspentes en partie médiane // © bordas+peiro

Figure 23 : Modélisation aux éléments finis de l'espace central // © bordas+peiro

Figure 24 : Elévation du modèle aux éléments finis – Localisation des suspentes sur la poutre // © bordas+peiro

Figure 25 : Contraintes des sections en kN/m² // © bordas+peiro

Figure 26 : Effort normal en kN // © bordas+peiro

Figure 27 : Effort tranchant en kN // © bordas+peiro

Figure 28 : Moment fléchissant en kN.m // © bordas+peiro

Figure 29 : Géométrie du treillis – Mise en évidence des éléments ne vérifiant pas l'interaction // © bordas+peiro

Figure 30 : Ajustement des PRS pour les diagonales (en haut) et les montants (en bas) // © bordas+peiro

Figure 31 : Visualisation des appuis – Barres d'ancrage dans le cas d'un fonctionnement en traction. // © bordas+peiro

Figure 32 : Détail d'assemblage avec la poutre treillis // © bordas+peiro

Figure 33 : Modélisation de l'assemblage interne / : © bordas+peiro

Figure 34 : Répartition des contraintes dans l'assemblage // © bordas+peiro

Figure 35 : Plan d'exécution des fondations – Visualisation des longrines, massifs et pieux // © SOGEA

Figure 36 : Calcul de micropieu // © bordas+peiro

Figure 37 : Calcul de pieu // © bordas+peiro

Figure 38 : Plan présentant les décalages des pieux // © SOGEA

Figure 39 : Plan d'exécution avec longrines de reprise // © SOGEA

Figure 40 : Schéma statique de la longrine // © bordas+peiro

Figure 41 : Plan de ferrailage de la longrine // © SOGEA

Tableaux

Tableau 1 : Sections obtenues pour le portique

Tableau 2 : Efforts maximaux sur les éléments de structure

Tableau 3 : Itérations géométriques possibles du vide

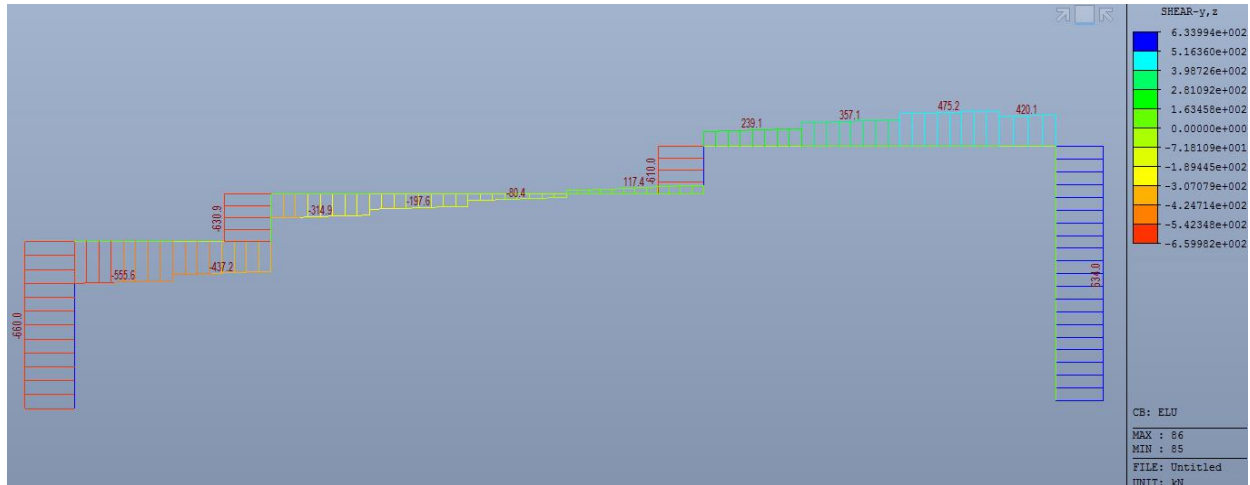
Tableau 4 : Schémas statiques des poutres dimensionnantes

Tableau 5 : Sections obtenues et gain d'acier total par option

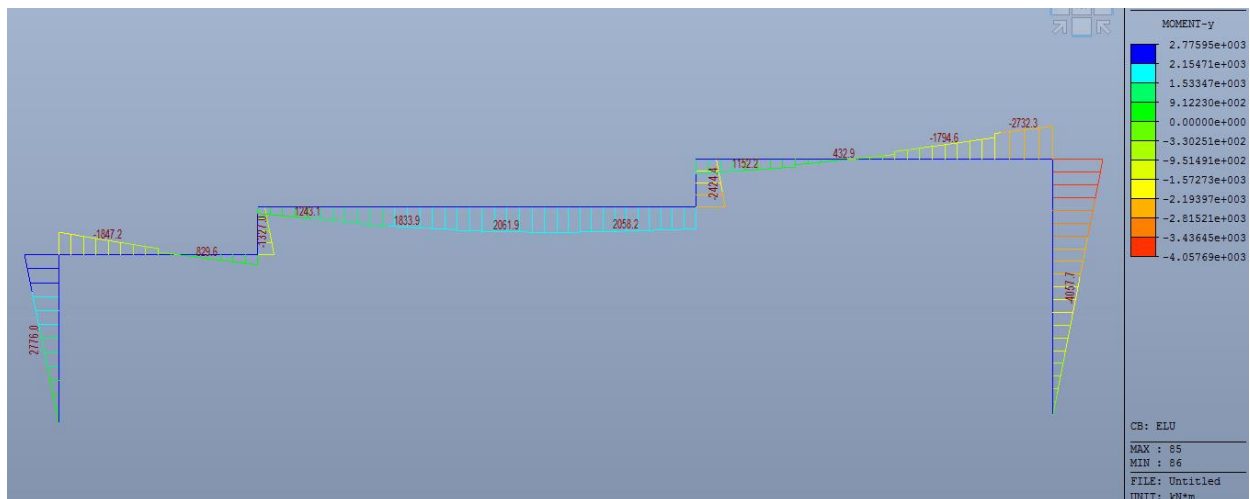
Tableau 6 : Partition géotechnique du projet RCU

Annexes

Annexe 1 : Portique simplement appuyé – Résultats mécaniques

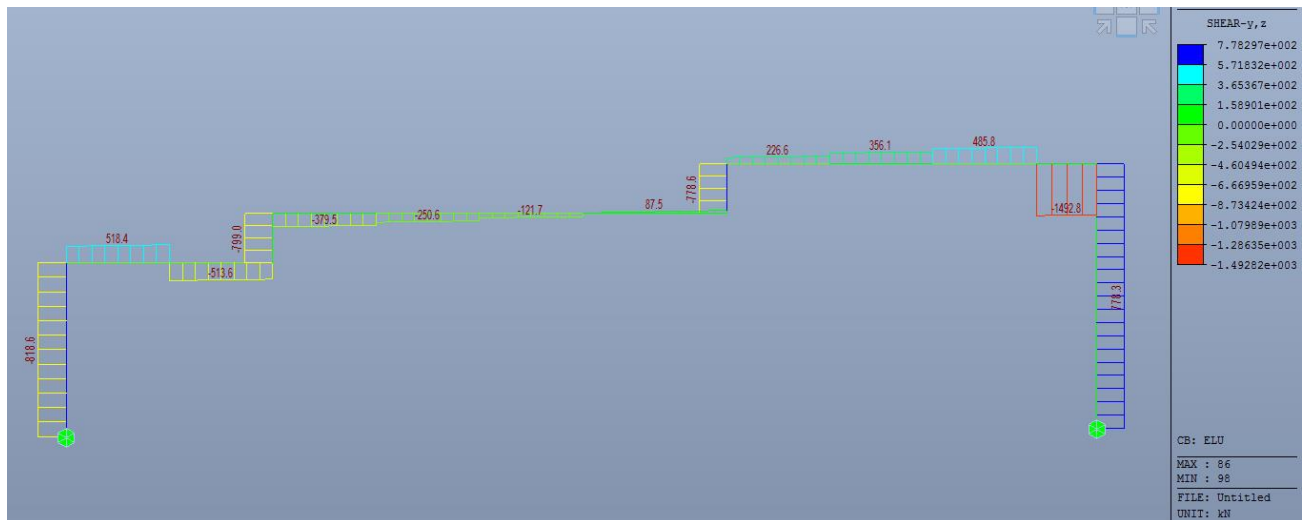


Gare Stade de France - Effort tranchant en kN pour un portique simplement appuyé

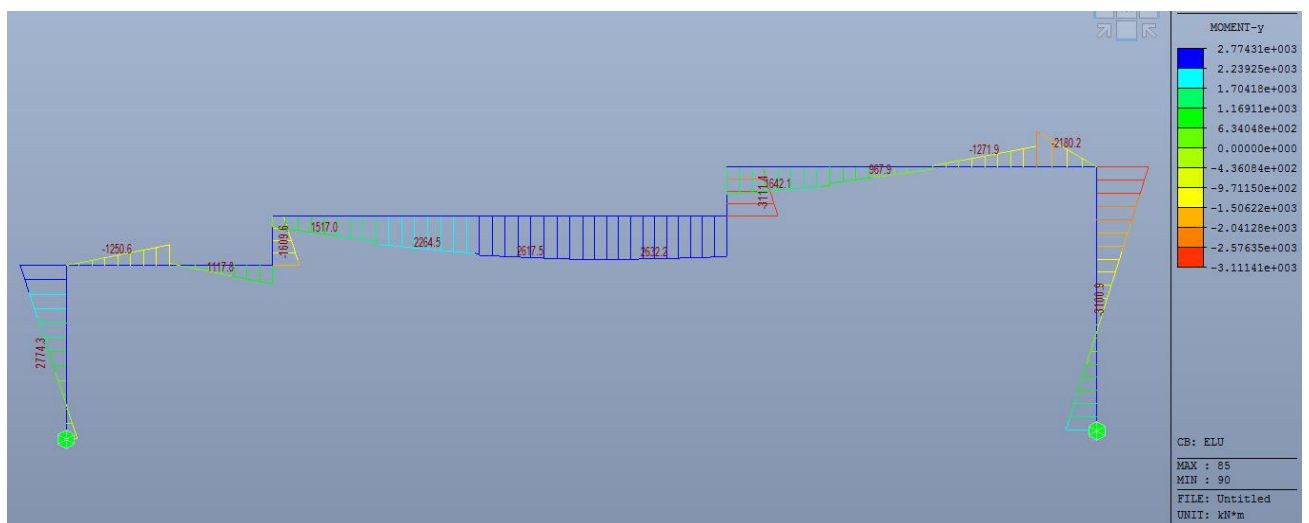


Gare Stade de France - Moment fléchissant en kN.m pour un portique simplement appuyé

Annexe 2 : Portique encastré – Résultats mécaniques

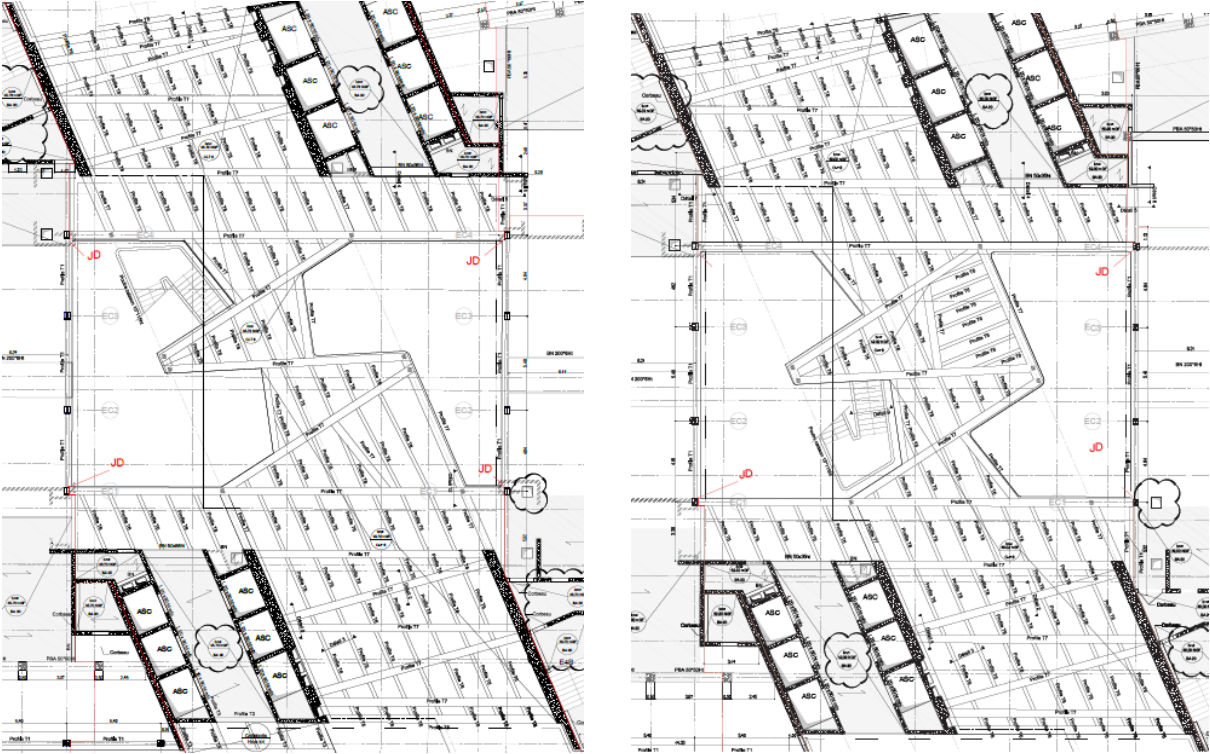


Gare Stade de France - Effort tranchant en kN pour un portique encastré



Gare Stade de France - Moment fléchissant en kN.m pour un portique encastré

Annexe 3 : Alternance des parties vides et pleines



Issy-Guynemer – Plans des planchers hauts 3 (gauche) et 4 (droite)

Annexe 4 : Vérification des critères Eurocode 3

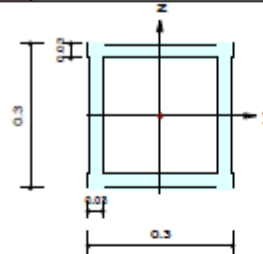
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	Z:\...uynemer - Espace central.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 81
 Material : S355 (No:4)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : MP T6 (No:6)
 (Rolled : BB 300x300x30/30).
 Member Length : 3.24968



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -5359.1 (LCB: 5, POS:I)
 Bending Moments My = -675.61, Mz = 86.7706
 End Moments Myi = -675.61, Myj = 211.341 (for Lb)
 Myi = -675.61, Myj = 90.0766 (for Ly)
 Mzi = 86.7706, Mzj = -34.773 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 141.200 (LCB: 6, POS:I)
 Fzz = -942.98 (LCB: 5, POS:I)

Depth	0.30000	Web Thick	0.03000
Flg Width	0.30000	Top F Thick	0.03000
Web Center	0.27000	Bot.F Thick	0.03000
Area	0.03240	Asz	0.01800
Cyb	0.02745	Czb	0.02745
Iyy	0.00040	Izz	0.00040
Ybar	0.15000	Zbar	0.15000
Wely	0.00266	Welz	0.00266
ry	0.11091	rz	0.11091

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.81242, Lz = 3.24968, Lb = 3.24968
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 KL/r = 29.3 < 200.0 (Memb:81, LCB: 5)..... O.K

Axial Resistance
 N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 5359.1/10421.1 = 0.514 < 1.000 O.K

Bending Resistance
 M_Edy/M_Rdy = 675.61/1169.37 = 0.578 < 1.000 O.K
 M_Edz/M_Rdz = 86.77/1169.37 = 0.074 < 1.000 O.K

Combined Resistance
 RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
 Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
 Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
 Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
 Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
 Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
 Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
 Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 1.118 > 1.000 .. N.G

Shear Resistance
 V_Edy/Vy_Rd = 0.038 < 1.000 O.K
 V_Edz/Vz_Rd = 0.256 < 1.000 O.K

Issy-Guynemer – Non vérification du critère d'interaction pour la diagonale, sous Midas gen ©