

DEVIMCO IMMOBILIER INC.

ÉVALUATION STRUCTURALE DU BLOC "D"

HÔPITAL POUR ENFANTS DE MONTRÉAL

ÉVALUATION STRUCTURALE DU BLOC D

Devimco Immobilier inc.

Type de document

Projet n° : 171-00468-00
Date : Février 2017

WSP Canada Inc.

1600, boul. René-Lévesque Ouest, 16^e étage
Montréal, Québec H3H 1P9

Téléphone : 514-340-0046
Télécopieur : 514-340-1337
www.wspgroup.com



SIGNATURES

PRÉPARÉ PAR

Jean-François Groulx, ing. P.eng
Ingénieur de projet

RÉVISÉ PAR

Daniel Ménard, ing.
Directeur Structure Montréal-Longueuil | Bâtiment

L'original du document technologique que nous vous transmettons a été authentifié et sera conservé par WSP pour une période minimale de dix ans. Étant donné que le fichier transmis n'est plus sous le contrôle de WSP et que son intégrité n'est pas assurée, aucune garantie n'est donnée sur les modifications ultérieures qui peuvent y être apportée

SOMMAIRE

WSP a été mandaté afin de produire une étude traitant des implications structurales relatives à la transformation du Bloc D sur l'ancien site de *l'Hôpital pour Enfants de Montréal* pour une utilisation commerciale et résidentielle. À la demande de Devimco, deux scénarios de développement ont été étudiés.

Le premier scénario évalue un statu quo dans lequel le bâtiment existant est conservé, mais l'intérieur est complètement réaménagé. Ce scénario a déjà été évalué par la firme Beaudoin Hurens. Dans le présent rapport, nous approfondissons certains des points soulevés dans leurs études en quantifiant certaines des interventions et en comparant les critères de conception d'antan à ceux des codes et normes en vigueur.

Le deuxième scénario ajoute un niveau de complexité en intégrant deux nouvelles tours de 27 étages perpendiculairement au bâtiment existant.

De plus, dans les deux scénarios, il est question de démolir plusieurs murs de maçonnerie afin d'adapter l'espace disponible pour des aménagements résidentiels et commerciaux modernes et il est envisagé d'ajouter des niveaux de stationnement sous l'empreinte actuelle des bâtiments existants et projetés.

Le bâtiment existant à l'étude a été construit vers 1931, soit avant l'entrée en vigueur du premier Code national du bâtiment canadien (CNBC) en 1941. Ce dernier a onze (11) étages et sa structure est composée d'une charpente d'acier noyée dans un béton coulé en place. Sa stabilité latérale est, à notre avis, par les murs intérieurs et extérieurs en maçonnerie non armée. Comme il est prévu d'éliminer certains de ces murs de maçonnerie, des travaux de mise aux normes seront requis. En fait, selon l'article 10.4.1.3 du chapitre 10 du CNBC en vigueur, lorsqu'un bâtiment fait l'objet d'une transformation, sa capacité à résister aux charges sismiques ne doit pas être réduite par l'effet de cette transformation et doit être rehaussée au minimum à 60 % du niveau de protection sismique qui est prescrit par la partie 4 du CNBC.

Tel que stipulé dans le rapport de Beaudoin Hurens, nous sommes aussi d'avis que les travaux de réhabilitation sismique et de transformation du bâtiment pour les deux scénarios sont très considérables et très complexes. Notre étude élabore certains des aspects les plus importants, mais ne reste qu'un survol des défis que les intervenants doivent aborder.

À notre avis, des travaux sont à prévoir à chaque étage du bâtiment et de manière uniformément répartie. En d'autres mots, il ne s'agit pas uniquement de mettre en place de nouveaux contreventements verticaux. Un système de charpente secondaire sera requis afin d'acheminer les efforts vers les contreventements. De plus, étant donné que l'enveloppe originale sera conservée, des travaux de stabilisation de maçonnerie sont à prévoir. Il est important de mentionner que chaque intervention qui nécessitera le renfort d'un élément de la charpente d'acier nécessitera une démolition locale du béton de recouvrement.

Les considérations théoriques et pratiques pour la mise en place d'une structure temporaire permettant d'éliminer (de manière séquentielle) les fondations existantes, permettre l'excavation, puis la construction des nouvelles fondations sont d'une envergure colossale. Les travaux en sous-œuvre représentent, à notre avis, le plus grand coût de l'ensemble des interventions structurales et le plus grand risque puisque les têtes de pieux existantes devraient être démolies pour aménager des sous-sols.

En somme, suite à notre étude, nous sommes d'avis que la mise en œuvre de la réhabilitation sismique du bâtiment existant sera très complexe et onéreuse. De plus, nous avons un doute raisonnable quant à la faisabilité de l'ajout de sous-sols et l'intégration des deux nouvelles tours au bâtiment existant puisque l'envergure des travaux de sous-œuvre ainsi que la logistique qui lui est associée est énorme.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRANTS & CONDITIONS EXISTANTES.....	2
1.1	INTRANTS	2
1.2	VISITE DES LIEUX	2
2	DESCRIPTION DE LA STRUCTURE	3
2.1	CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES.....	3
2.2	FONDATIONS.....	3
2.3	SUPERSTRUCTURE.....	4
2.4	SYSTÈME DE REPRISE DES CHARGES LATÉRALES	4
3	CONCEPT ARCHITECTURAL	5
3.1	MISE EN CONTEXTE	5
4	ÉVALUATION STRUCTURALE	6
4.1	ANALYSE DE CODE ET CHARGES DE CONCEPTION.....	6
4.2	FONDATIONS.....	7
4.3	SUPERSTRUCTURE.....	11
5	CONDISÉRATIONS ADDITIONNELLES SCÉNARIO 2.....	13
5.1	SYSTÈME DE REPRISE DES CHARGES LATÉRALES	13
5.2	IMPLANTATION DU SYSTÈME GRAVITAIRE	13
5.3	PERFORMANCE À LONG TERME	14
6	CONCLUSION	15

ANNEXES

- A N N E X E A** RAPPORT PHOTOGRAPHIQUE DES LIEUX – BLOC D
A N N E X E B ESTIMATION BUDGÉTAIRE – RÉHABILITATION BLOC D

1 INTRANTS & CONDITIONS EXISTANTES

1.1 INTRANTS

Voici les intrants qui ont été fournis pour la rédaction du présent rapport:

Tableau 1-1 Intrants

TITRE	PRODUIT PAR	DATE D'ÉMISSION
Évaluation structurale des blocs "D" et "F"	Beaudoin Hurens	Juillet 2016
Évaluation des installations existantes	Decarel - Dessau	Février 1998
Plans structuraux originaux (série partielle de plans)	Dominion Bridge Company	Septembre 1931
Plans architecturaux (série partielle de plans)	Mc Dougall, Smith & Fleming	Septembre 1955
Plans d'aménagement futur – proposition	MSDL	2016
Étude géotechnique – # CM3736.g	Terrapex Environnement	Mars 2016

Voici les codes et normes qui ont été utilisés pour la rédaction du présent rapport:

Tableau 1-2 Codes & Normes

TITRE	UTILISATION
S16-14	Acier
A23.3-14	Béton
S316-01	Maçonnerie
Code national du bâtiment du Canada 2010	Calculs / Charges
Code de construction du Québec	Calculs / Charges

1.2 VISITE DES LIEUX

Une (1) visite des lieux a été effectuée afin de faire un relevé qualitatif. Les photos sont jointes en annexe.

Au moment de l'inspection, les cloisons intérieures, les composantes électromécaniques (conduits, gicleurs...) et les systèmes de plafonds suspendus étaient encore présents. L'accès à la structure était donc très limité. Le soussigné a tout de même pu constater, en levant les tuiles des plafonds suspendus, que la structure d'acier est recouverte de béton et reflète, sous toute réserve, l'information contenue dans les plans originaux. De plus, certaines mesures ont été prises dans le vide technique afin de valider la trame d'axes irrégulière.

Aucune modification importante de la structure (élimination de colonne, transfert de colonne, etc.) n'a été identifiée. Nous avons donc utilisé l'information contenue sur les plans originaux pour notre étude.

Il est important de mentionner au lecteur que la visite sur les lieux ne peut pas être considérée comme un relevé complet de la structure et n'avait pas comme objectif de déterminer ou caractériser la détérioration des éléments structuraux.

Les observations concernant la structure se limitent à ce qui était visible lors de la visite. De plus, aucun élément non structural n'est adressé tel que l'état de la maçonnerie ainsi que les conditions d'amiante et de moisissure.

2 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

2.1 CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

Le bâtiment a été construit en 1931. Tel qu'illustré sur les plans existants originaux, ce dernier est principalement rectangulaire avec un retour à une extrémité. Il est approximativement 42 pieds de largeur par 250 pieds de longueur. Il détient deux (2) niveaux sous-sols et onze (11) étages surplombés par un appentis qui recouvre environ 30 % de superficie principale.

La hauteur libre inter-étage typique est de 12 pieds (3,65m) et le toit se trouve à 120 pieds (36,6m) au-dessus du rez-de-chaussée. L'appentis, pour sa part, monte jusqu'à 154 pieds (46,9m) au-dessus du rez-de-chaussée. Le premier sous-sol a aussi une hauteur de 12 pieds sur l'ensemble du bâtiment. Le second sous-sol est plutôt un vide technique puisque la hauteur libre entre la dalle sur le sol et la structure de plancher est d'environ 5' 6" (1,67m).

La trame d'axe peut être caractérisée comme étant plutôt archaïque puisque peu de colonnes sont alignées. Les colonnes sont espacées à environ 24 pieds (7,3m) dans une direction et 14 pieds (4,3m) dans l'autre. Nous adresserons plus tard ce que ceci peut impliquer pour une réhabilitation sismique.

L'enveloppe du bâtiment est composée de briques sur la face extérieure et d'unité de terracotta sur la face intérieure. Les cloisons intérieures sont en terracotta aussi et ont été altérées au fil des ans.

2.2 FONDATIONS

Le bâtiment est supporté par des fondations sur pieux. Les conditions in-situ des pieux existants sont inconnues.

Pour faire notre analyse, nous avons utilisé les données géotechniques fournies dans le rapport de Terratex Environnement. Ce dernier mentionne que le niveau du roc est profond. Il se trouve à ± 75 pieds sous le niveau du sol fini avec une résistance en compression de 67MPa (20MPa en service). Selon le rapport, la catégorie d'emplacement en fonction de la réponse sismique varie en fonction du type de fondation implantée. Pour des empattements ou des pieux prenants appuyés sur le socle rocheux, la catégorie d'emplacement est de classe «B» telle que définie par le Code national du bâtiment.

2.3 SUPERSTRUCTURE

La structure du bâtiment est composée d'éléments en acier légers, soit des poutrelles et fermes ajourées et des colonnes à section composée. La structure de plancher ainsi que les colonnes sont recouvertes de béton tel qu'illustrée dans les coupes suivantes :

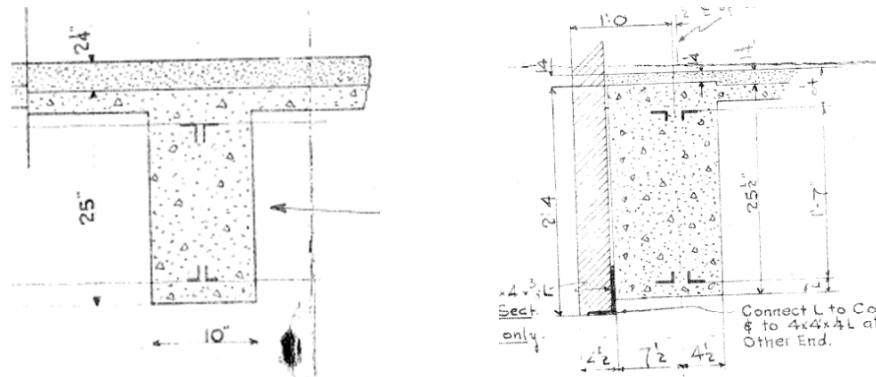


Figure 1: Poutrelles de plancher - 10"x26" typique

Le béton de recouvrement des colonnes est non armé.

2.4 SYSTÈME DE REPRISE DES CHARGES LATÉRALES

Le système de reprise des charges latérales assure la stabilité latérale de la charpente. Dans les bâtiments, il comprend habituellement les items principaux suivants :

- 1) Diaphragme horizontal au toit et aux étages ;
- 2) Les contreventements verticaux.

Au moment de la construction du bloc «D», il n'y avait pas de normes régissant la stabilité latérale des bâtiments. Nous ne pouvons donc pas dire que le bâtiment a un système distinct conçu pour reprendre des charges latérales. Les charges latérales sont essentiellement reprises par les murs de maçonnerie, même si ces derniers sont non armés et non retenus en tête. Ce type de système n'est plus utilisé aujourd'hui puisqu'il a un mauvais comportement cyclique et est peu ductile. La ductilité se définit comme la capacité d'un matériau à se déformer dans le domaine plastique avant d'atteindre la ruine. Concrètement, lors d'un séisme, les murs de maçonnerie non armée fissurent le long des joints de mortier et perdent rapidement leur capacité. De plus, si ces derniers ne sont pas retenus en tête, ils peuvent déverser. Nous discuterons plus loin des impacts que ceci peut avoir sur le choix de l'ingénieur vis-à-vis la stratégie de réhabilitation à employer.

3 CONCEPT ARCHITECTURAL

3.1 MISE EN CONTEXTE

Le premier scénario est assez simple à visualiser puisqu'il concerne uniquement le bâtiment existant illustré par le volume gris dans la figure 2. Ce scénario sert de point de départ à notre étude afin d'établir les enjeux principaux. Le deuxième scénario intègre le projet immobilier au bâtiment existant. Environ 16 étages sont prévus au-dessus du bâtiment existant.

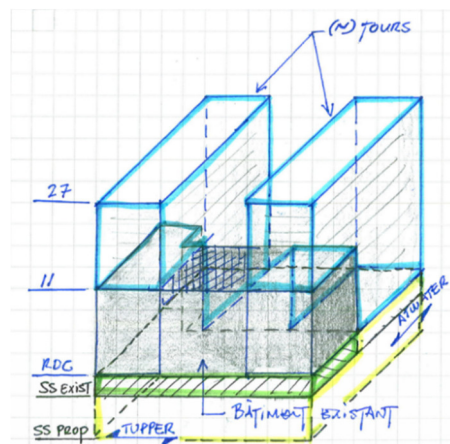


Figure 2: Volumétrie approximative du scénario 2

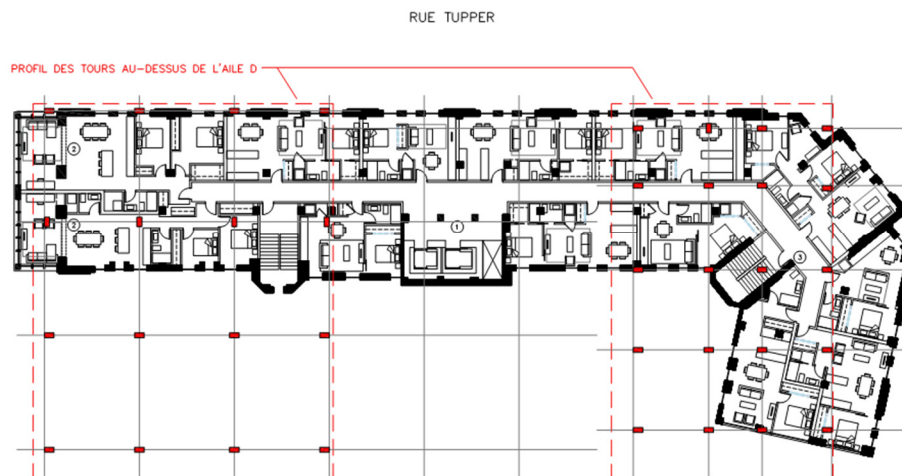


Figure 3: Superposition des tours proposées versus l'empreinte du bâtiment existant (fourni par MSDL)

Nous verrons dans les sections suivantes qu'il n'est, selon nous, pas envisageable d'augmenter le nombre de sous-sols ou d'étages du bâtiment existant compte tenu des travaux très complexes et coûteux qui découlent du manque d'espace et qui rendent la mise en œuvre difficilement réalisable.

4 ÉVALUATION STRUCTURALE

4.1 ANALYSE DE CODE ET CHARGES DE CONCEPTION

Comme nous l'avons mentionné précédemment, la construction du bloc «D» s'est faite avant l'entrée en vigueur du premier Code national du bâtiment en 1941. Le code de construction actuellement en vigueur au Québec est le Code de construction du Québec (CCQ) qui réfère au Code national du bâtiment 2010 (CNB) dans lequel s'insère le chapitre 10 qui traite de la transformation des bâtiments existants.

Or, le chapitre 10 du CCQ mentionne que, lorsqu'un bâtiment construit avant 1995 fait l'objet d'une transformation majeure, sa capacité à résister aux charges latérales ne doit pas être diminuée. Si le système de résistances aux forces latérales (SRFS) est modifié, il est requis de rehausser la capacité du bâtiment à résister à 60% des charges latérales spécifiées au CNB 2010.

Comme les seuls éléments identifiés dans le bâtiment pouvant agir à titre de SRFS sont les murs de maçonnerie, **le réaménagement ou l'élimination de ces murs entraînent la réhabilitation sismique du bloc «D»** afin qu'il soit en mesure de résister à 60 % des charges sismiques prescrites par le CNB 2010. Afin de donner un ordre de grandeur de l'augmentation des charges latérales au lecteur, nous avons comparé les charges sismiques prescrites par le CNB 1971 et celles du CNB 2010 pour un système à ductilité limité (Maçonnerie non armée, RdRo=1):

Code	Pourcentage de la masse participante à considérer	Augmentation relative
1971 (charge de référence)	8 %	-
2010 - ductilité nominale - RdRo=1	23 %	2,9x p/r à 1971
2010 – réhabilitation - RdRo=1	$0,6 \times 23 \% = 14 \%$	1,8x p/r à 1971
2010 – réhabilitation RdRo=2,6	$(0,6 \times 23 \%) / (2,0 \times 1,3) = 6 \%$	Comparable à 1971

Comme nous pouvons le voir, les charges à considérer sont quasiment trois fois plus grandes que celles des premiers codes traitant des charges latérales. En appliquant le chapitre 10 du CNB, les charges à considérer sont environ 2 fois plus grande que les charges de référence.

Dans le cas de notre analyse, nous avons évalué sommairement les implications de construire un système de contreventements concentriques à ductilité restreinte (RdRo=2,6) en acier afin de ramener les charges à un niveau comparable aux premiers codes. Nous avons utilisé un sol de type "B" tel que mentionné dans le rapport géotechnique. Toutefois, pour ce faire, nous faisons l'hypothèse que les pieux existants reposent bel et bien sur le socle rocheux.

Avec un tel système, nous avons évalué que six (6) baies contreventées par direction seraient requises afin s'assurer la stabilité latérale du bâtiment. À notre avis, il n'est pas souhaitable d'utiliser un système avec une grande ductilité afin de réduire le nombre de contreventements puisqu'il pourrait y avoir des incompatibilités de déformation entre l'enveloppe en maçonnerie du bâtiment et la structure. En d'autres mots, l'augmentation de la ductilité dans un système de reprise de charges latérales entraîne d'avantages de déformations ce qui pourrait faire éclater le béton d'enrobage autour des colonnes existantes.

4.2 FONDATIONS

Dans le cadre du projet de développement à l'étude, peu importe le scénario de réhabilitation choisi, les travaux à prévoir aux fondations sont nombreux et complexes.

Pour les évaluer, il a fallu estimer la capacité des pieux existants puis évaluer le nombre de pieux requis pour reprendre les charges additionnelles découlant de la mise en place de contreventements. Nous avons trouvé qu'il serait requis d'ajouter environ 9 pieux par colonne participant au système de reprise des charges latérales. Ainsi, pas moins de 100 à 120 pieux additionnels seraient requis selon l'aménagement final choisi. Bien évidemment, ce résultat fait l'hypothèse qu'aucune reprise en sous-œuvre n'ait été effectuée afin d'ajouter des sous-sols. De plus, puisque notre bâtiment se trouve dans une région de sismicité élevée, l'article 4.1.8.16 du CNBC 2010 demande à ce que les pieux soient entretoisés de façon continue dans au moins deux directions. Résultat net : il faudra ajouter des longrines dans chaque direction afin de stabiliser les têtes de pieux.

Nous avons illustré schématiquement les travaux de renforts requis sous un contreventement dans le cadre d'une réhabilitation sismique (voir pages suivantes).

TRAVAUX REQUIS POUR LE RENFORT DES FONDATIONS EXISTANTES

- Préparation des lieux pour l'accès à la machinerie pour le pieutage et la mise en place du béton.
- Relocalisation ou mise hors service temporaire des services (entrée de gaz, massif électrique...) au droit des travaux de renforts des murs ;
- Démolition de la dalle sur sol intérieure et excavation des matériaux de remblai afin d'excéder à la fondation existante ;
- Mise en place des pieux en acier en sections réduites afin de tenir compte de l'accessibilité du deuxième sous-sol ;
- Mise en place de l'armature et des goujons pour le renfort de tête de pieux et des nouvelles longrines entre les têtes de pieux existantes ;
- Coulées de béton avec pompe flexible ;
- Remblayage et reconstruction de la dalle sur sol (si requis).

De plus, à la demande du client, nous avons évalué la faisabilité d'ajouter des sous-sols en reprenant le bâtiment en sous-œuvre. **Nous avons constaté en étudiant le plan original des fondations que l'espace entre les têtes de pieux existantes, soit environ 4 pieds à certains endroits, serait insuffisant pour l'aménagement d'un stationnement.** De plus, la hauteur libre entre le plancher du sous-sol 1 et la dalle sur sol du sous-sol 2 est moins que 8 pieds. Il serait donc nécessaire, lors de la reprise en sous-œuvre, de démolir les têtes de pieux partiellement ou complètement. La séquence de construction serait alors très complexe puisque les ouvrages temporaires pour la reprise en sous-œuvre seront eux aussi en conflit avec l'aménagement final des sous-sols. Ceux-ci devront donc être modifiés à leur tour. De plus, un autre défi s'ajoute puisque les têtes de pieux des colonnes au périmètre sont sous l'emprise des rues Tupper et Atwater.

À la page suivante, nous décrivons sommairement les travaux additionnels à considérer pour la mise en place des nouveaux sous-sols.

TRAVAUX ADDITIONNELS REQUIS POUR L'AMÉNAGEMENT DE SOUS-SOLS ADDITIONNELS

- Mis en place de mesures de contrôle pour les travaux exécutés sous l’empreinte des trottoirs et routes au périmètre ;
- Mise en place des ouvrages de reprise en sous-œuvre (structure d’acier assurant une transmission de charges verticales et latérales).
- Mise en place des pieux additionnels en acier afin de supporter les colonnes existantes/nouvelles pendant les travaux de démolition. Installation en sections réduites afin de tenir compte de l’accessibilité du deuxième sous-sol. Risque important de manque d’espace pour l’installation des pieux additionnels ;
- Démolition des têtes de pieux existantes et ajustant des points de support des travaux de reprise en sous-œuvre (si requis) ;
- Excavation et sortie des matériaux en séquence :
 - Mise en place progressive des nouvelles fondations et de la nouvelle structure en béton ;
 - Pieutage jusqu’au socle rocheux ;
 - Nouvelles têtes de pieux et longrines ;
 - Nouvelles colonnes et dalles de stationnement (en pente).
- Démolition progressive des ouvrages temporaires selon l’avancement des travaux de la structure permanente.

Les travaux de sous-œuvre inhérents à l’ajout de sous-sols ne sont pas élaborés en détail dans le cadre de la présente étude étant donné leur complexité. Nous recommandons de consulter un entrepreneur expert dans la mise en œuvre de ce type de travaux.

Finalement, les plans originaux indiquent que les colonnes d’acier intérieures descendent sous le niveau du rez-de-chaussée. Comme les colonnes d’acier pourraient être exposées aux sels de déglacages, des systèmes de protection antirouille devront être mis en place et maintenus régulièrement.

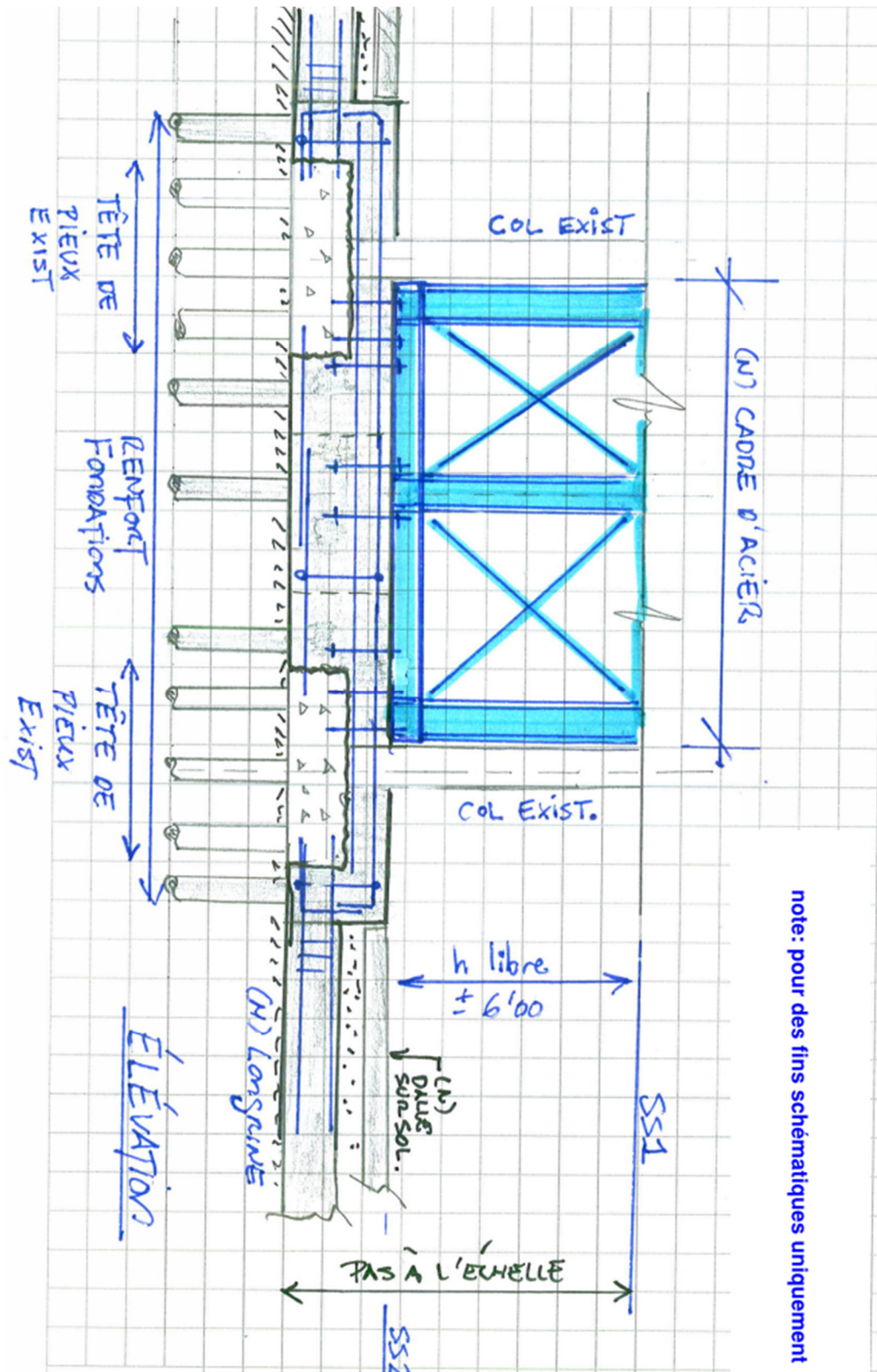


Figure 5: Exemple schématique de renfort - coupe longitudinale

4.3 SUPERSTRUCTURE

Comme nous l'avons mentionnée dans la section 2.1, la position des colonnes en plan ne suit pas un système d'axes orthogonal conventionnel avec un espacement régulier. Afin de bien visualiser cette caractéristique, nous avons pris un extrait des plans originaux du 10^e étage et mis en surbrillance l'alignement des colonnes. Il est facile de remarquer qu'aucun axe ne traverse complètement le bâtiment transversalement ou longitudinalement.



Figure 6: Alignement des colonnes

Ce type de situation est non souhaitable dans le cadre d'une réhabilitation sismique puisqu'il devient très complexe de définir le cheminement des efforts à travers la structure de plancher afin d'amener ces derniers aux contreventements. De plus, dans certains cas, l'alignement des éléments de la structure de plancher n'est pas aligné avec les axes des colonnes. Ceci est bien illustré dans la coupe tirée des plans originaux à la page suivante. Conséquemment, des considérations additionnelles en conception et en construction sont requises puisqu'aucune intervention ne sera typique.

Puisque des ouvertures seront requises pour la mise en place et la continuité des nouvelles colonnes d'acier, il est raisonnable de croire qu'il pourrait y avoir des conflits dans des éléments principaux de la structure de plancher existante. Étant donné l'amplitude des efforts au droit des contreventements, il n'est pas envisageable d'anticiper une nouvelle structure d'acier discontinue au droit des planchers.

De plus, étant donné l'année de construction du bâtiment, il pourrait y avoir des problématiques de non-compatibilité entre les alliages de la charpente d'acier en place et ceux qui seraient utilisés pour les renforts ce qui rendra les travaux de renforts difficiles.

Comme nous l'avons mentionné, 6 baies contreventées par direction seront requises. À première vue, il sera très difficile d'implanter ces baies contreventées sans avoir d'impacts majeurs sur l'aménagement des logements présenté à la figure 3 (page 6).

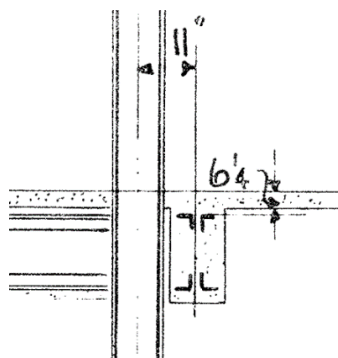


Figure 7: Excentricités

Vous trouverez de façon non exhaustive la liste des travaux en structure qui devront être prévus afin de réaliser la mise à niveau sismique:

RENFORCEMENT DU DIAPHRAGME DU TOIT ET DES ÉTAGES

- Mise en place d'un détail de retenue en tête pour la maçonnerie dans les escaliers de secours et au périmètre ;
- Mise en place de nouveaux collecteurs en acier ancrés et/ou souder à la structure existante ;
- Renforts des poutres et de leurs connexions tout autour du bâtiment afin de collecter les efforts vers les nouveaux contreventements verticaux ;
- Démolition sélective au droit des renforts et des nouvelles colonnes ;
- Mise en place d'étais temporaires pendant les travaux de renforts et de mise en place des colonnes.

INSTALLATION DES CONTREVENTEMENTS

- Démolition de la maçonnerie ainsi que les colombages intérieurs au droit des nouveaux contreventements installés dans les axes ;
- Relocalisation ou mise hors service temporaire des services électromécaniques dans les murs à proximité des travaux de contreventement installé dans l'axe ;
- Raccordement des nouvelles colonnes à l'aide d'épissures traversant les étages ;
- Mise en place de câbles temporaires (ou autre système) pour assurer la stabilité latérale du bâtiment pendant les travaux ;
- Mise en place de contreventements ;
- Ajout de contreventements en acier sur les faces extérieures de l'appentis ;
- Renfort des colonnes sous les contreventements de l'appentis.

Voici les travaux connexes à considérer :

- Relocalisation ou mise hors service temporaire des services électromécaniques dans les murs à proximité des travaux de contreventement installé dans l'axe ;
- Mise en place d'un détail de retenue en tête pour la maçonnerie qui sera conservée.

5 CONDISÉRATIONS ADDITIONNELLES SCÉNARIO 2

La section 4 de la présente étude a permis d'établir les points critiques à adresser dans le cadre de la réhabilitation du bâtiment sans tenir compte du projet immobilier proposé. Dans la présente section, nous énumérerons les considérations additionnelles associées à l'intégration de 2 nouvelles tours de 27 étages. La plupart des items de la présente section demandent des analyses plus poussées.

5.1 SYSTÈME DE REPRISE DES CHARGES LATÉRALES

Nous avons étudié brièvement l'implication de connecter les 3 bâtiments ensemble. D'emblée, tous les paramètres cités à la section 4 s'appliquent. Bien évidemment, il y a lieu de mentionner les quelques nuances entre les stratégies de mise aux normes.

En fait, il ne serait plus possible de considérer uniquement 60 % des efforts sismiques du bâtiment existant. Il faudrait considérer 100 % des charges sismiques prescrites par le CNBC 2010. De plus, afin d'éviter des effets importants de torsion, il serait requis de construire des contreventements dans la section existante. Ainsi, malgré qu'une partie des efforts serait acheminée vers les nouveaux murs de refend en béton dans les tours, l'ajout de contreventements dans le bloc «D» impliquerait des travaux complexes tels que décrits dans la section 4.

De plus, afin de faire le partage des efforts sismiques entre le nouveau et l'existant, un système de contreventements horizontal en acier serait requis afin de transmettre les efforts à travers le joint de construction. Une perte de hauteur libre d'environ 1'6" (450mm) par étage est à considérer. Le détaillage d'un tel système doit être fait soigneusement afin de tenir compte des concentrations de contraintes et des déplacements verticaux (voir la section 5.3). N'oublions pas de mentionner que la mise en place de contreventements horizontaux entraînera d'importantes contraintes électromécaniques (position des descentes pluviales, conduits de ventilations, etc.).

5.2 IMPLANTATION DU SYSTÈME GRAVITAIRE

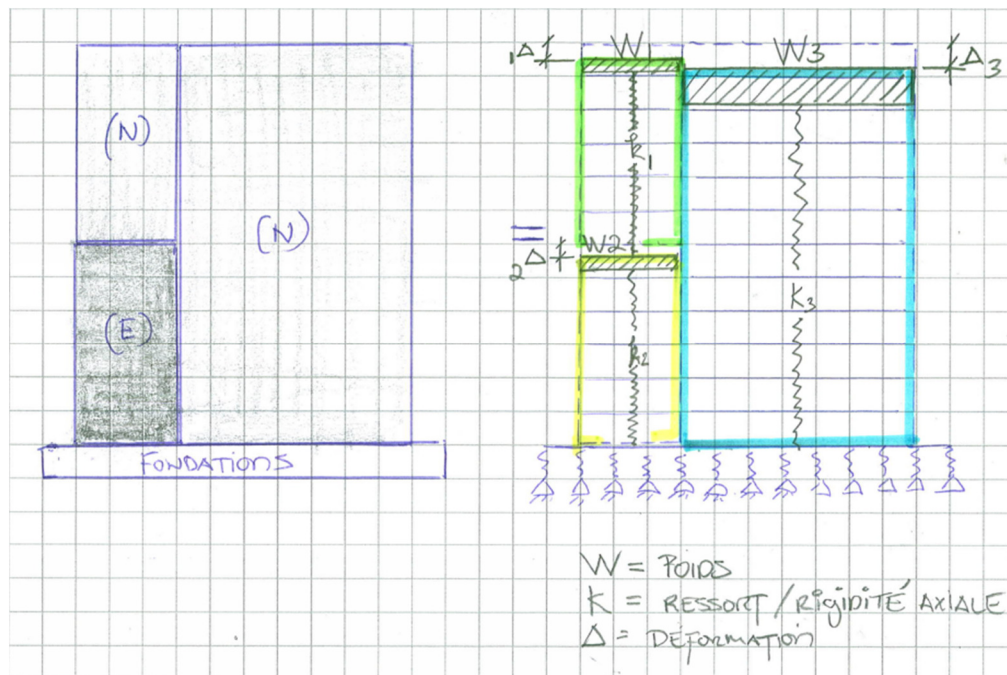
Puisqu'il est projeté d'ajouter environ 16 étages au-dessus du bâtiment existant, nous sommes d'avis que les nouvelles colonnes ne doivent pas coïncider avec les colonnes existantes. Ces dernières devront être placées, autant que possible, dans les entraxes du bâtiment existant afin d'éviter les têtes de pieux existantes. Ceci est toutefois très problématique pour l'ajout de sous-sol et l'aménagement des condos et des commerces. De plus, d'importantes problématiques sont à prévoir aux interfaces avec les planchers puisque la capacité du béton existant n'est pas assez forte pour transférer les efforts gravitaires directement sous la colonne, phénomène communément appelé «bearing». Des ouvertures seront donc requises pour mettre en place un nouveau béton haute-performance ($\pm 50\text{MPa}$). Des goujons et des renforts locaux serviraient à consolider le tout.

5.3 PERFORMANCE À LONG TERME

Comme nous relient un bâtiment construit en 1931 à une nouvelle structure de béton, un élément important à considérer est la déformation à long terme du bâtiment, surtout aux interfaces. En fait, les déplacements verticaux à considérer sont la somme de trois composantes inhérentes aux structures de béton :

- La déformation instantanée, soit celle associée aux charges (poids propre et charge vive) ;
- Le fluage qui est défini comme la déformation à long terme d'un élément structural sous l'effet d'une charge constante ;
- Le retrait qui est défini comme une contraction d'une section du béton induite par les réactions chimiques dans le béton et le séchage.

Ainsi, la déformation verticale d'un bâtiment débute lors de la construction, mais se poursuit une fois la construction terminée. En conséquence, si les nouveaux planchers sont construits exactement au même niveau que la structure existante lors de la construction, il y aura un décalage à long terme puisqu'une bonne partie de la déformation verticale du bâtiment existant est déjà présente. On voit rapidement la complexité attribuable à l'union de deux structures avec des caractéristiques différentes. Dans nos analyses, nous avons schématisé les composantes gravitaires comme une série de ressorts illustrés dans la figure suivante. :



En somme, nous croyons que d'importantes fissures pourraient apparaître autour des nouvelles colonnes dans le bâtiment existant si des précautions ne sont pas prises pour contrer les effets secondaires des déformations à long terme.

6 CONCLUSION

Suite à notre étude structurale du bloc «D», nous sommes d'avis que les implications structurales d'une réhabilitation sismique ou d'une intégration de deux nouvelles tours sont très importantes et auront des impacts majeurs sur l'aménagement des logements et les services électromécaniques.

Comme nous l'avons constaté, le système de reprise des charges latérales est désuet et insuffisant pour résister aux efforts sismiques et aux efforts de vent calculés avec le code en vigueur. Ainsi dans le premier scénario, 6 baies contreventées par direction et de nombreux renforts sismiques secondaires sont à prévoir à travers la charpente. Nous sommes aussi d'avis que la mise en place des renforts sera complexe et difficile d'exécution. Surtout pour les renforts des têtes de pieux au droit des contreventements où il serait requis d'ajouter environ 10 pieux par colonne participant au système de reprise de charges latérales pour un total approximatif de 120 pieux.

Tel qu'illustré à l'Annexe B, nous avons estimé budgétairement les coûts des travaux pour la réhabilitation sismique à 10 224 500 \$, excluant les taxes applicables.

Il est important de mentionner que ce montant n'inclut pas les coûts attribuables à une reprise en sous-œuvre du bâtiment pour la mise en place de sous-sols additionnels. Étant donné les contraintes d'espace dans le vide technique et l'espace libre entre les têtes de pieux existantes, les travaux de reprise en sous-œuvre seront difficilement réalisables. En fait, puisque le sous-sol 2 actuel a une hauteur libre moindre que celle permise pour un stationnement, il serait requis de démolir les têtes de pieux existantes afin de rabaisser leur niveau final. De plus, puisque le niveau du roc est profond, les ouvrages temporaires qui supporteraient les colonnes existantes pendant les travaux seraient eux aussi supportés par de nouveaux pieux, créant ainsi un encombrement plus tard dans les travaux.

Dans le cas du deuxième scénario, nous avons aussi plusieurs inquiétudes quant à l'intégration de nouvelles tours au bâtiment existant. D'une part, la mise en place des renforts et les travaux en sous-œuvre seront très complexes. D'une autre part, l'interaction entre les différentes sections du bâtiment devra être soigneusement étudiée afin d'éviter des problèmes à long terme. De plus, l'intégration de la nouvelle charpente à l'intérieur du bâtiment existant aura un impact important sur l'aménagement final des logements et des commerces.

L'évaluation des coûts pour le deuxième scénario nécessiterait une étude plus poussée afin d'établir certains éléments additionnels tels que l'aménagement des sous-sols et les trames d'axes requises. Néanmoins, nous sommes d'avis que les coûts associés aux interventions dans l'existant seraient beaucoup plus importants que ceux mentionnés dans le premier scénario.

En somme, les deux scénarios étudiés dans la présente étude sont peu souhaitables d'un point de vue technique et économique.

Annexe A

RAPPORT PHOTOGRAPHIQUE DES LIEUX – BLOC D

Photo No 1

Recouvrement de béton typique sur
la structure d'acier

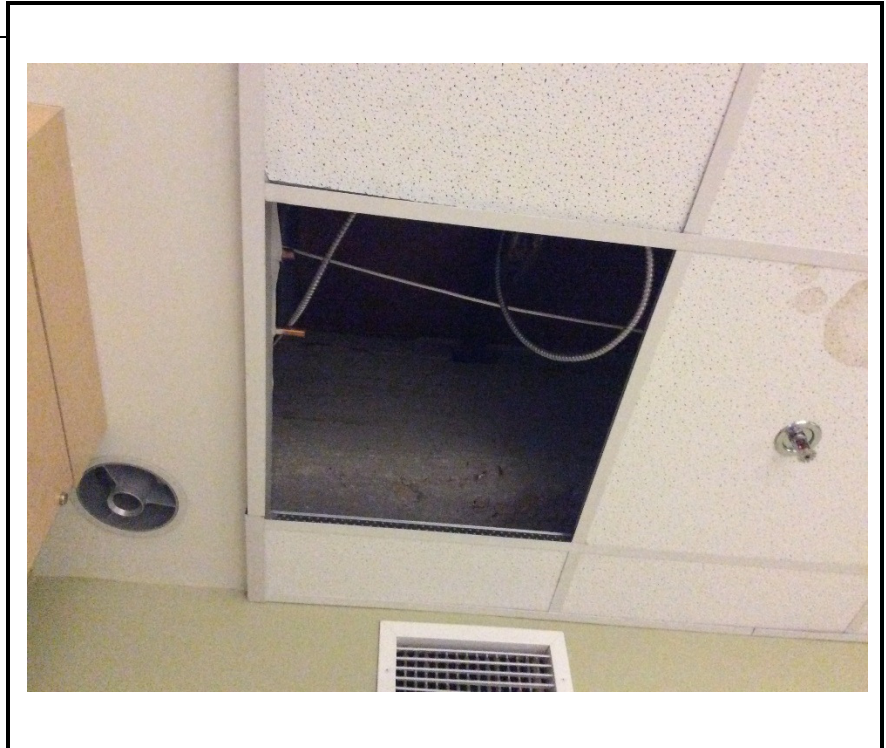


Photo No 2

Joint de construction entre les deux
blocs

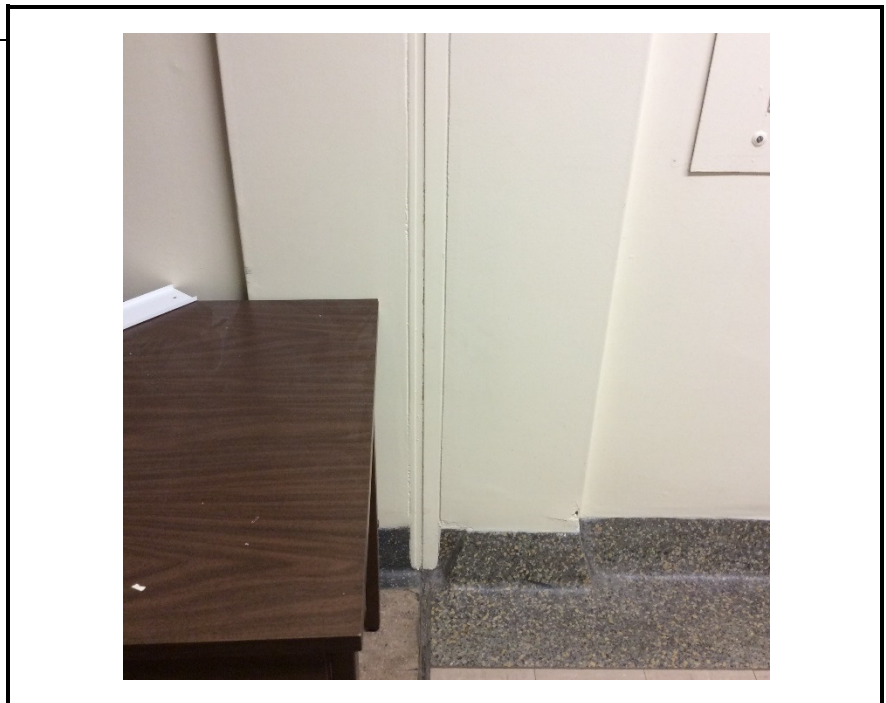


Photo No 3

Condition de la dalle dans la salle
de mécanique D-181



Photo No 4

Intrados de la dalle niveau 1 (côté
Atwater)



Photo No 5

Sous-Sol 2 – vide technique –
conditions d’accessibilité difficiles
pour reprise en sous-oeuvre



Photo No 6

Sous-Sol 2 – vide technique –
Renforts de plancher



Annexe B

ESTIMATION BUDGÉTAIRE – RÉHABILITATION BLOC D

Scénario 1

Item no	Réhabilitation sismique	Coût total
1	<i>Appentis</i>	105 000,00 \$
2	<i>Superstructure (incluant SS1 et toit)</i>	4 180 000,00 \$
3	<i>Fondations (excluant pieux)</i>	2 825 000,00 \$
4	<i>Pieux</i>	600 000,00 \$
5	<i>Préparation du site pour le pieutage (accès au sous-sol)</i>	155 000,00 \$
	Sous-Total	7 865 000,00 \$
	Contingences (30%)	2 359 500,00 \$
	Total (avant taxes)	10 224 500,00 \$

Exclusions

Item no	
1	Grue mobile;
2	Démolition sélective des composantes électromécaniques et architecturales;
3	Renforts pour nouveaux percements (plomberie, ventilation);
4	Réparation ponctuelle de la structure existante (où requis lors du dégarnissage);
5	Conditions d'amiante ou de moisissure, gestion des sols contaminés;
6	Réparation de la maçonnerie existante à conserver;
7	Conditions générales de chantier;
8	Permis et approbations.