



**COLLEGE REGIONAL DES EXPERTS ARCHITECTES FRANCAIS
HAUTS-DE-FRANCE**

WAAO -Place François Mitterrand- 59777 Euralille

«FONDATIONS : MALADIES EN SOUS-SOL »

**COLLOQUE DU 23 Mars 2019
Musée de l'Hospice Comtesse
32 rue de la Monnaie à LILLE**

Sophie SOULIER DEBAVELAERE, Président de notre collège régional, remercie l'ensemble des participants de leur présence pour le 38ème colloque régional consacré aux maladies en sous-sol: avocats, experts conseils et judiciaires, membres de la Compagnie et du CNEAF, architectes, qui sont venus nombreux.

Elle remercie également tous ceux qui ont travaillé à l'élaboration du colloque:

- Maître Philippe VERLEY, avocat au barreau de Lille,
- Mr Patrick CORMENIER, représentant la direction des sinistres de la MAF,
- Mr Jean Marie HUIN, ingénieur géotechnicien, expert près la cour d'appel de Douai,
- Mr Alain ALEXANDRE, architecte, expert près la cour d'appel de Versailles,
- L'équipe de Collégiens ayant travaillé sur le sujet (Alain DELCOURT, Claude DRUCKE, Pierre ORINS, Philippe LEGROS, Jean-Marc DHOUAILLY, Jacques-Yves DELOBELLE, Isabelle GRIMMER, Thérèse DEMANGE, Jean-Jacques LIEN, Frédéric MAUNOURY, Eric GUILLOT, Philippe CHARLET, Marie-Françoise CUIGNET, Daniel MARIEN).

Les colloques magistrats-experts- avocats s'inscrivent dans une tradition du collège.

Ils ont été longtemps animés par Pierre PROD'HOMME, animateur et fondateur du Collège régional, qui nous a quitté ce 13 Janvier 2019 et à qui nous souhaitons rendre hommage.

Expert judiciaire, inscrit sur la liste de la Cour d'appel de Douai, ancien Vice-Président de la Compagnie des experts près la Cour d'appel de Douai, expert dommages-ouvrage, il représentait l'âme du Collège dont il a assuré la présidence pendant 18 ans.

Voici le programme du colloque:

- Introduction de Alain DELCOURT,
- Présentation théorique de la question des fondations:
 - *la nature des sols régionaux (Jean-Marie HUIN, géotechnicien)
 - *présentation des sols dans le bassin parisien (Alain ALEXANDRE, architecte)
 - *principe de base des fondations (Philippe LEGROS, architecte)
- Présentation de cas pratiques par Alain DELCOURT, Pierre ORINS, Sophie SOULIER DEBAVELAERE, architectes experts,
- Le point sur la sinistralité en matière de fondations (Patrick CORMENIER, de la MAF).

Maître Pierre VERLEY remercie le Président de lui donner la parole. Il souhaite lui aussi saluer la mémoire d'un autre grand personnage, avocat des architectes, qu'était Guy DELEURENCE, décédé le 26 Février 2009.

Les avocats qui l'ont connu ont été tous marqués par sa personnalité, sa truculence, sa façon d'occuper le terrain.

L'ensemble des participants se lève pour applaudir ces deux grands personnages qu'ont été Pierre PROD'HOMME et Guy DELEURENCE.

SOMMAIRE

PRESENTATION DU THEME

Alain DELCOURT, architecte expert-conseil.....page 4

- 1-Introduction, page 4
- 2-Un peu d'histoire, page 5
- 3-Les premiers débats sur les responsabilités, page 7

LES SOLS-GEOLOGIE REGIONALE DU NORD PAS-DE-CALAIS.....page 9

Jean-Marie HUIN, ingénieur géotechnicien, expert près la cour d'appel de Douai

- 1-Présentation générale de la géologie du Nord-Pas-de-Calais, page 9
- 2-Géologie dans la région Lilloise, page 12
- 3-La nécessité des études géotechniques, page 16
- 4-Programme de reconnaissance, page 19
- 5-Rappel de principes généraux relatifs aux fondations, page 20

LES SOLS-GEOLOGIE REGIONALE D'ILE de FRANCE.....page 22

Alain ALEXANDRE, architecte, expert près la Cour d'Appel de Versailles

- 1-Les atouts historiques, page 22
- 2-Quelques contraintes naturelles, page 23
- 3-Le grand Paris Express, page 26

LES FONDATIONS-GENERALITES.....page 28

Philippe LEGROS, architecte honoraire, expert-conseil

- 1-Nécessité, rôle et conditions des fondations, page 28
- 2-Typologie des fondations, page 31
- 3-Les désordres, page 40

CAS PARTICULIER

LA TOUR MERCURE A TOURCOING.....page 47

Pierre ORINS, architecte , expert-conseil

- 1-Historique, page 47
- 2-Les propositions pour la sauvegarde de l'immeuble, page 50
- 3-Décisions du tribunal, page 54

Suivi des commentaires juridiques de Maître Pierre VERLEY.....page 55

LA SINISTRALITE DES SOLS ET L'ADAPTATION AU SOL.....page 55

Pierre CORMENIER, représentant la direction des sinistres auprès de la MAF

- 1-Les différents types de sinistres rencontrés , page 55
- 2-Les responsabilités, page 56
- 3-La prévention, page 57
- 4-La maîtrise des coûts, page 57
- 5-Conclusions, page 58

Suivi des commentaires juridiques de Maître Pierre VERLEY.....page 58

CAS PARTICULIER

Le Diplodocus à LILLE

Alain DELCOURT, architecte expert-conseil.....page 59

CAS PARTICULIER

PAVILLON A BULLY-LES-MINESpage 61

Sophie SOULIER-DEBAVELAERE, président du CREA « HAUTS-DE-FRANCE »

architecte, expert près la Cour d'Appel de DOUAI

1-Le contexte, page 61

2-Apparition et manifestation des désordres, page 61

3-Analyse de l'expert, page 64

4-Les solutions de reprise , page 65

5-Imputation des responsabilités, page 66

Suivi des commentaires juridiques de Maître Pierre VERLEY.....page 66

CAS PARTICULIER

Le Boulevard de la Liberté à LILLE.....page 66

Alain DELCOURT, architecte expert conseil

1-Historique, page 62

2-Exemple 1, page 64

3-Exemple 2, page 64

LE DEBAT AVEC LA SALLE.....page 70

LES CONCLUSIONS DE Sophie SOULIER-DEBAVELAERE,

Président du CREA « HAUTS-DE-FRANCE ».....page 71



*Rédaction: Thérèse DEMANGE,
Secrétaire générale du CREA « Hauts-de-France »
Merci aux intervenants qui ont remis le texte de leur intervention,
et à Daniel MARIEN pour le Diaporama
et les documents photographiques
illustrant le compte-rendu*

MONSIEUR ALAIN DELCOURT architecte, expert-conseil

1-INTRODUCTION

Le sujet que nous allons aborder est énorme. Notre Président vient d'en exposer le contenu. Nous avons dû choisir certains exemples, mais le couple sols / fondations connaît bien des vicissitudes.

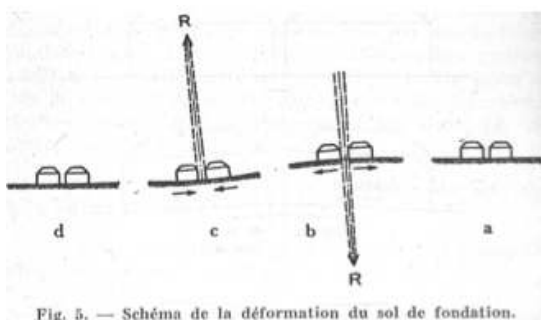
Les sinistres de fondations ne sont pas les plus nombreux mais par rapport aux sinistres où l'eau intervient (qui sont eux les plus fréquents), ce sont les sinistres sols / fondations qui sont les plus onéreux.

Nous ne pourrons pas aborder tous les sinistres.

- nous ne parlerons donc pas des remblais des rampes du pont de l'autoroute A16 au-dessus du canal de Bergues qui ont gonflé en cisillant des pieux d'un mètre de diamètre,
- nous ne parlerons pas davantage de la maison réparée suite à un sinistre CAT NAT avec des micros pieux, où le propriétaire et l'entrepreneur se sont mis d'accord pour ne pas réaliser deux pieux : économie qui a permis avec l'argent de l'assurance de s'offrir la terrasse extérieure dans le jardin de la maison, cette maison a été vendue ; malheureusement entretemps, elle s'était dandinée au droit de la zone sans pieux,
- nous ne parlerons pas plus des maisons construites sur une décharge (il y avait entr'autres un autobus) sous lesquelles une reconstitution de sol a été faite en chargeant celui-ci sur une emprise insuffisante,
- nous ne parlerons pas des 5000 tonnes de patates sous la clinique de Béthune. Au cours du chantier celui-ci a été infesté d'abeilles qui ont été le révélateur de la présence de pommes de terre pourries. L'odeur est devenue pestilentielle et il a fallu purger cette pollution. On a décaissé sous l'immeuble et au fur et à mesure de l'avancement il a fallu transformer les pieux en poteaux.



- nous ne parlerons pas plus des affaissements miniers:



2-UN PEU D'HISTOIRE

De tous temps, les constructeurs se sont préoccupés de la cohérence entre le sol, les fondations et les constructions que ces dernières supportent.

VITRUVÉ (en 60 avant J.C) a écrit un traité d'architecture qui a inspiré les architectes pendant des siècles :

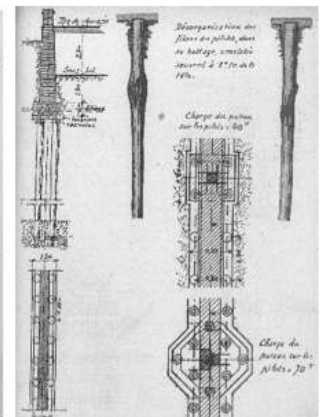
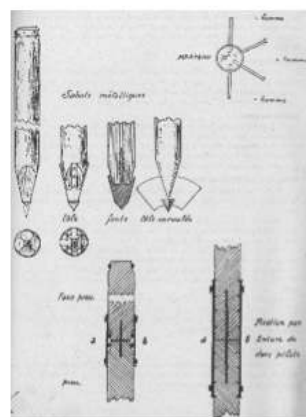
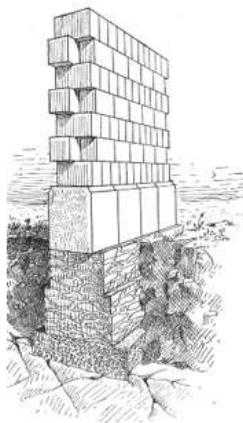
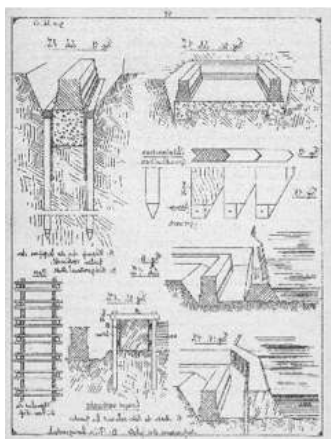
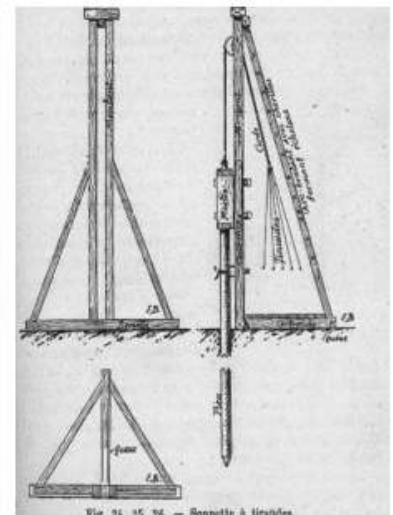
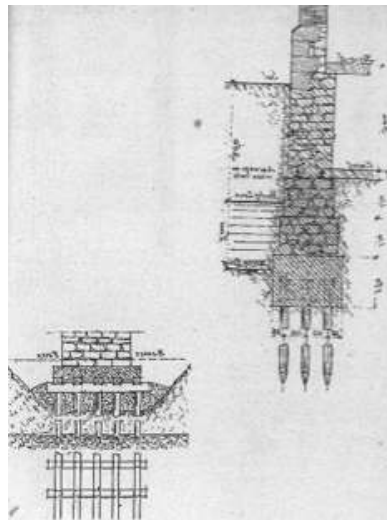
« Lorsque l'on sera assuré de la commodité du lieu où l'on doit fonder une ville par la connaissance que l'on aura de la bonté de son air, de l'abondance des fruits qui croissent dans le pays d'alentour et de la facilité que les chemins, les rivières et les ports de mer peuvent apporter pour y faire venir toutes choses nécessaires, il faudra travailler au fondement des tours et des remparts de cette manière.

Il faut creuser s'il se peut jusqu'au solide et dans le solide même, pour soutenir la pesanteur des murailles et bâtir le fondement avec la pierre la plus solide que se pourra trouver mais avec plus de largeur que les murailles n'en doivent avoir au-dessus du rez-de-chaussée. »

VITRUVÉ estime que la sur largeur des fondations ne doit pas être inférieure au 1/6 de l'épaisseur du mur à porter.

Mais Philibert de LORME (vers 1500 – 1570)

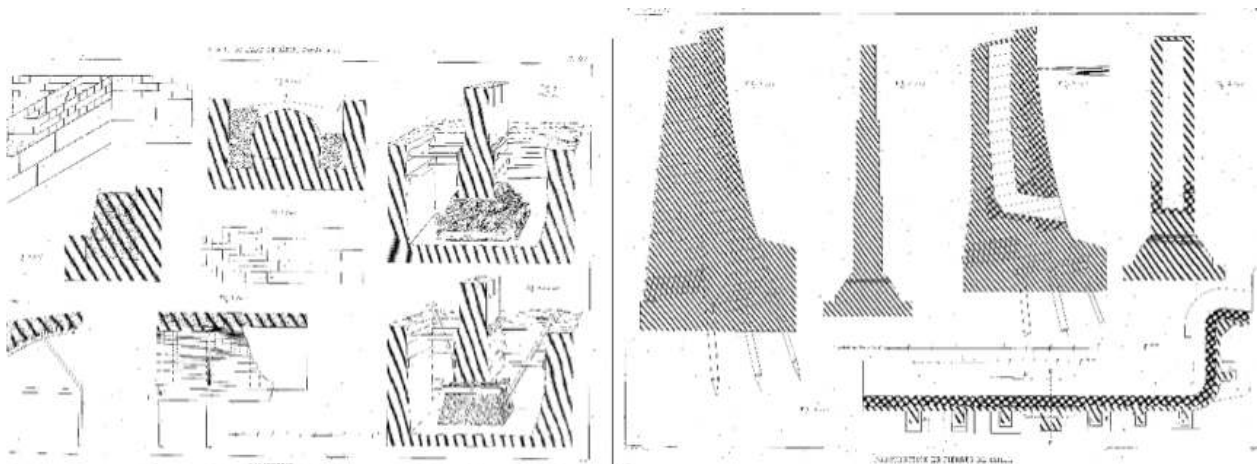
préconise un empattement dont la largeur est de 1,5 fois la largeur du mur porté et **PALLADIO (1508 – 1580)** donne encore davantage de largeur aux fondements car il veut qu'il ait une épaisseur double de celle du mur.



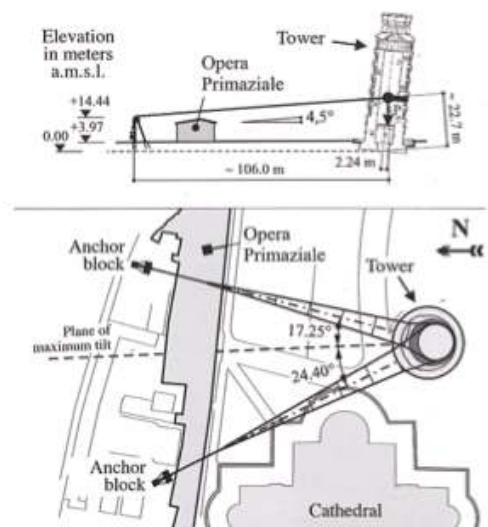
M. ARNAUD, professeur à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures a édité **son cours d'architecture en 1925**.

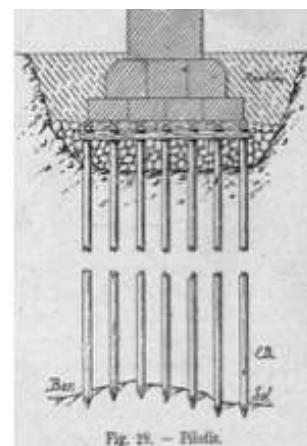
Le chapitre 11 de son livre traite des consolidations des fondations défectueuses, je ne pourrai faire mieux que de reprendre son texte :

« Ce chapitre très bref. Il s'agit, en effet, de cas d'espèce qu'il est impossible d'enseigner utilement autrement que sur place et en connaissance de tous les éléments du problème.



La consolidation des fondations défectueuses ; compression du sol pour relever un bâtiment dont l'ensemble s'incline ; poutres passées sous les angles qui fléchissent et que l'on fait supporter par des pilotis ou des puits spéciaux ; reprise en sous-œuvre partie par partie des murs dont les fondations cèdent ; compression par augmentation de densité du sol par des palplanches en béton armé battues dans le sol ; chaînage des parties qui s'écartent ; etc.





Avant tout travail, il faut étayer les parties qui cèdent.

Avec du jugement et une bonne assimilation de ce que je vous ai dit sur les fondations, vous trouverez certainement de bonnes solutions dans les problèmes qui pourront se poser pour vous, surtout lorsque vous connaîtrez la technique du bâtiment. »

Et ça c'est pas gagné !

Dans le manuel de M. CHAPLET paru en 1938, « pour le cimentier amateur ou professionnel » il est décrit une méthode pour calculer la charge que pourra supporter un terrain.

Avec cette méthode, on obtient des indications approchées, très suffisantes pour la pratique, en enlevant la terre végétale pour mettre à nu la couche de terrain à comprimer. On place au-dessus une table dont les 4 pieds ont chacun la même section soit : 10 x 10 cm.

On charge cette table uniformément jusqu'à ce que les pieds s'enfoncent légèrement. La limite de résistance est alors atteinte. On divise le nombre représentant le poids total de la charge sur la surface totale, évaluée en cm², des 4 pieds de la table. On a ainsi la résistance par cm².

Remarques:

Toutefois, M. CHAPLET est un homme prudent car il conclue son explication par la phrase suivante : « il est prudent de ne pas charger le sol à plus de 1/10 du poids qui a déterminé la dépression ».

3-HISTOIRE DES RESPONSABILITES.

Le manuel des Lois du Bâtiment, édité par la Société Centrale des Architectes en 1879, détaille la discussion qui a eu lieu de la séance du Conseil d'Etat du 14 nivôse en XII, dont l'objet était le louage d'ouvrage.

On travaillait ce jour là sur l'article 115 du futur Code Civil (qui est devenu 1792) relatif à la responsabilité des constructeurs.

M. SEGUR demande pourquoi l'article rend le constructeur responsable du vice du sol. Il croit qu'on ne devrait le faire répondre que du vice de la construction.

MM. TREILHARD et FOURCROY répondent que l'architecte est obligé ou de remédier aux vices du sol, ou d'avertir le propriétaire que la construction n'aura pas de solidité.

Devoir de conseil quand tu nous tiens !

M. REAL ajoute qu'on a toujours suivi cette règle.

M. BERANGER propose de rendre l'architecte responsable également des vices de construction.
M. TREILHARD dit que cette disposition est nécessaire.

M. REGNAUD observe que M. POTHIER décharge l'architecte de la responsabilité aussitôt que l'ouvrage a été reçu.

M. BERANGER dit que l'article 115 établit une règle particulière pour les ouvrages dirigés par un architecte. Cette distinction est nécessaire, on peut facilement vérifier si un meuble est conditionné comme il doit l'être ; aussi, dès qu'il est reçu, il est juste que l'ouvrier soit déchargé de toute responsabilité ; mais il n'en est pas de même d'un édifice. Il peut avoir toutes les apparences de la solidité et cependant être affecté de vices cachés qui le fasse tomber après un laps de temps. L'architecte doit donc en répondre pendant un délai suffisant pour qu'il devienne certain que la construction est solide et M. REAL propose que l'architecte réponde de sa construction pendant 10 ans.

M. TRONCHET dit que : « si l'édifice donné à prix fait, périt par le vice du sol, l'architecte en est responsable, à moins qu'il ne prouve avoir fait au maître d'ouvrage les représentations convenables pour le dissuader d'y bâtir. »

Les juges aujourd'hui auraient-ils la même opinion ?

Pour conclure, revenons 2 ou 3 millénaires en arrière. Les fondations restent souvent les seules traces des plus anciens bâtiments à nous être parvenus. Dans certains empires de l'Asie Mineure (berceau de la civilisation) il était de bon goût de placer une pierre votive gravée au fond de la fouille avant de construire les fondations. Pour être sûr de l'efficacité de ce geste il était aussi de bon goût de procéder à un sacrifice humain qui devait certainement participer à la solidité de l'ouvrage.



Le texte que je possède ne précise pas la classe sociale du sacrifié.

Il est dommage que cette charmante pratique soit devenue obsolète. En regardant le présent auditoire il y a peut-être quelques-uns parmi nous qui feraient parfaitement l'affaire !..

LES SOLS-GEOLOGIE REGIONALE DU NORD-PAS-DE-CALAIS

Jean-Marie HUIN, ingénieur géotechnicien, expert près la cour d'appel de Douai

1-PRESENTATION GENERALE DE LA GEOLOGIE DU NORD-PAS-DE-CALAIS.

Document n°1 carte géologique générale (page suivante)

La carte géologique est la représentation, sous forme de plages de couleur, des roches affleurantes ou du sous-sol proche tel qu'on l'observe sous quelques décimètres voire mètres de terre arable et limons superficiels.

Au Sud on distingue l'Artois qui domine d'une cinquantaine de mètres la plaine Picarde au Sud et les plaines du Nord.

Il s'agit d'un plateau crayeux sous les formations superficielles limoneuses du Pléistocène (limons) entaillé de vallées creusées par des cours d'eau alimentant les vallées de la Canche et de l'Authie au Sud, les vallées de la Lys et de l'Aa vers le Nord.

Au droit de ces cours d'eau se développent des formations alluvionnaires sablo-graveleuses à tourbeuses d'épaisseurs variables.

Il se termine à l'Ouest par le massif du Boulonnais (terrains d'âge Primaire : exploité dans les carrières du secteur de Marquise) recouvert lui-même de formations superficielles d'altération à caractère limono argileux et la vallée de la Liane au Sud.

Il se prolonge à l'Est par le Cambrésis (Cambrai – Caudry – Le Cateau) traversé du Sud au Nord par la Vallée de l'Escaut, avant d'atteindre l'Avesnois : Avesnes, Maubeuge sur le substratum rocheux d'âge primaire sous les formations superficielles d'altération à caractère limono-argileux entaillé par la vallée de la Sambre.

Au Sud Est de Lille :

Les vallées de la Scarpe et de l'Escaut, Douai, St Amand, Valenciennes, avec présence de vides éventuellement, sud de Douai, sud de Valenciennes, Denain, Prouvy etc...

A l'ouest de Lille :

La vallée de la Deûle et la plaine de la Lys, formations limono-alluvionnaires fines (sables limons et argile) reposent sur le substratum Yprésien: argile des Flandres entre 5 et 20 m de profondeur. Armentières, Béthune, St Omer.

Au-delà de St Omer, la vallée de l'Aa avec la plaine maritime (sables limons argile et tourbe quaternaires) et le littoral de Dunkerque à Calais (cordon dunaire).

Sur l'ensemble des zones crayeuses le risque de présence de vides souterrains est important, ces vides peuvent être de 2 types :

1-Cavités naturelles

Lorsque le contexte hydro-géologique est favorable, la circulation de l'eau souterraine peut provoquer la dissolution de la craie.

Il peut alors se former des poches de dissolution ou des cavités karstiques, plus ou moins comblées par des matériaux fins provenant des terrains superficiels, entraînés par les eaux d'infiltration.

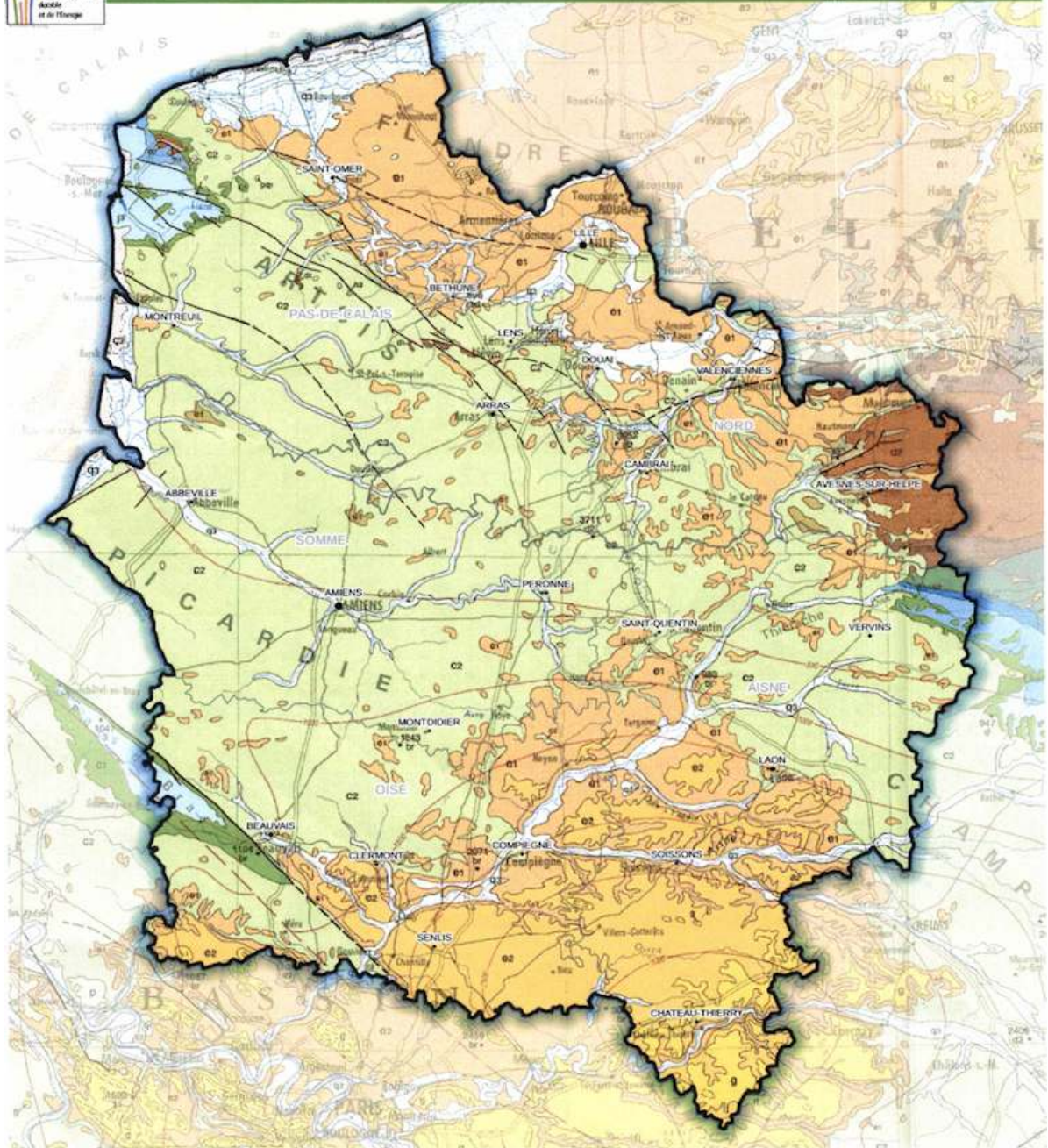
Lorsque les phénomènes prennent une certaine ampleur, des effondrements peuvent apparaître en surface.

Exemples : région de Montreuil sur Mer (Ecuire) ou à l'Est de Fruges « bouillants ».



Connaissance générale - Géologie

Région Nord - Pas-de-Calais / Picardie

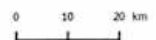


Légende

- Préfecture de région
- Préfecture
- Sous-préfecture
- Limite de département
- Limite de région
- Limite de région (2016)
- Limite d'état

Conception : DREAL Nord - Pas-de-Calais / SC / DSE
 Sources : IGN - Carte géologique (1/2 000 000)
 Fonds de carte : IGN GÉOFLA 2014©
 Date de réalisation : 07/04/2015

1/2



2 –Cavités anthropiques

Il s'agit de cavités creusées par l'homme, soit pour extraire des matériaux (carrières souterraines), soit pour s'abriter de dangers divers (abris, caches, muches, boves, ...), soit pour des besoins militaires ou stratégiques (sapes, souterrains linéaires).

Dans tous les cas, ces ouvrages souterrains se situent à faible profondeur (de 2 à 30 m, dans la région). Ils sont plus ou moins importants, mais présentent les mêmes risques d'effondrement. Dans la grande majorité des cas, aucun soutènement artificiel n'a été mis en place, et, lorsque celui-ci a existé, il n'a souvent pas survécu au vieillissement.

Le sol et la roche dans lesquels ces ouvrages ont été creusés doivent donc, seuls, soutenir les terrains superficiels.

Or, ce sol et cette roche évoluent dans le temps. Ils perdent leurs caractéristiques mécaniques sous l'effet des infiltrations d'eau, ils se détériorent sous l'effet des charges qui leur sont appliquées (poids des terres, ouverture de chantiers, circulation d'engins lourds, etc.).

Lorsque ces sollicitations deviennent insupportables, des effondrements plus ou moins importants peuvent se produire.

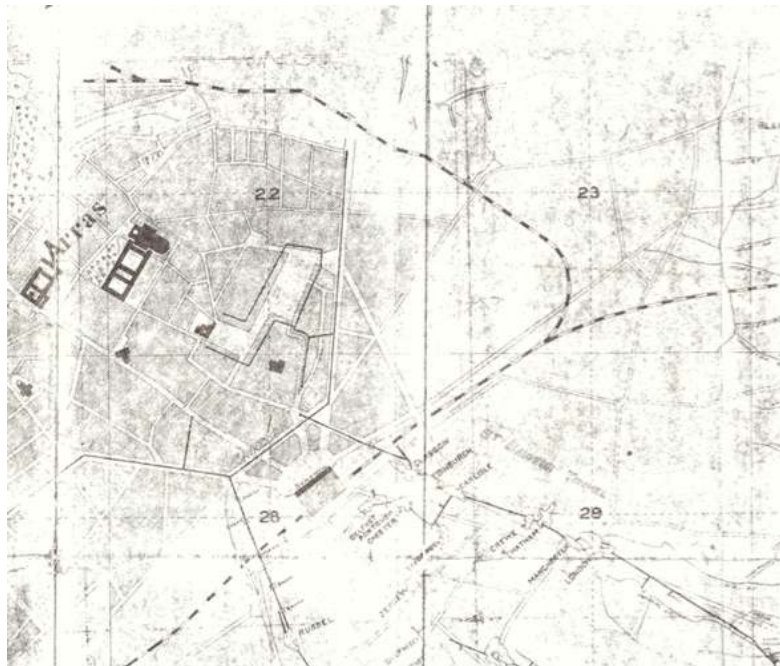
Carrières d'exploitation souterraines :

St Quentin, Arras, Cambrai, St Pol sur Ternoise, Doullens, Etaples

Ouvrages militaires : de type sapes ou galeries particulièrement présentes dans la région:

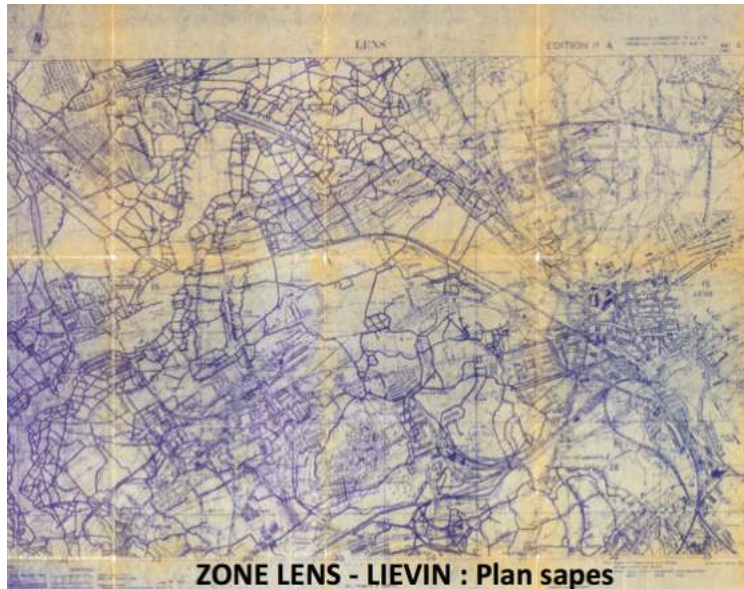
Lens, Liévin, Arras, Béthune, Péronne, lieux de combats des dernières guerres.

document n°2: plan militaire Arras



Ces ouvrages militaires peuvent affecter les formations limoneuses superficielles (galeries de descente) et la craie (salles ou chambres).

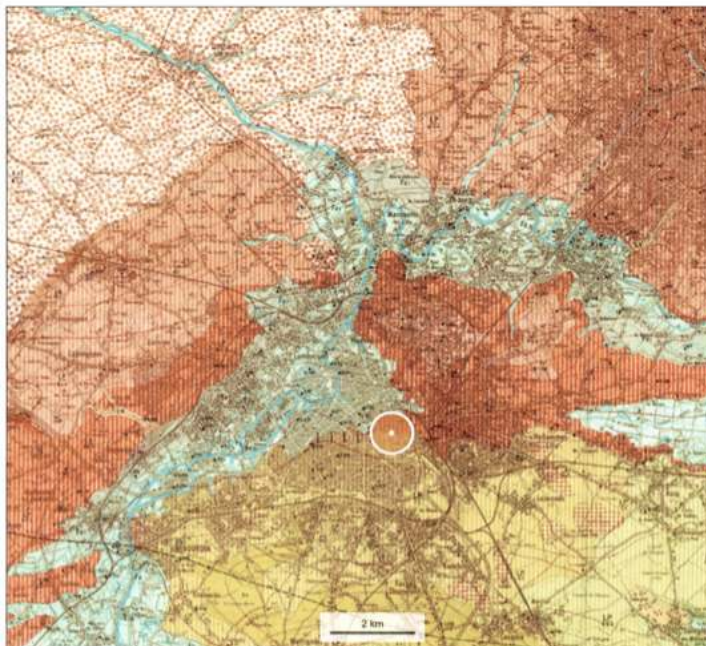
document n°3 plan de sapes Liévin Marichelles.



2-GEOLOGIE DANS LA REGION LILLOISE:

document n°4 extrait de carte géologique au 1/50 000^e

géoportail
LILLE



© IGN 2019 - www.geoportail.gouv.fr mentions légales

Longitude : 3° 03' 37" E
Latitude : 50° 39' 11" N

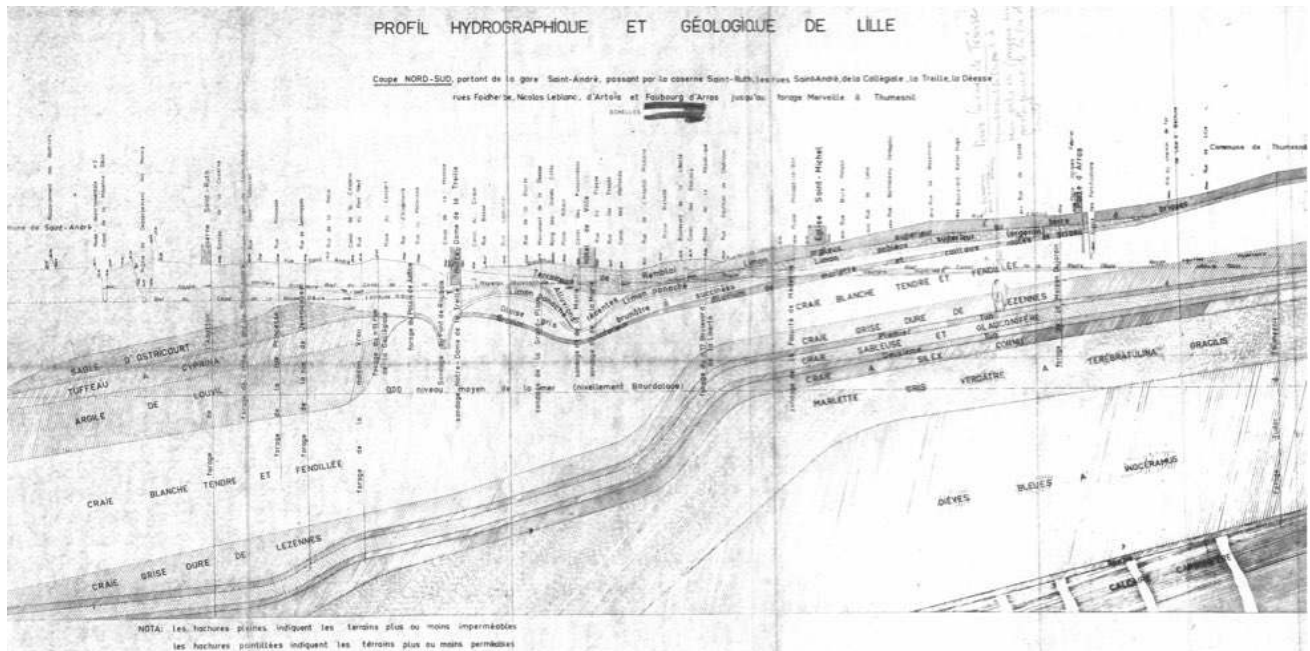
On distingue nettement sur cet extrait (sous les remblais et terrains superficiels dans lesquels sont fondées la plupart des constructions anciennes) :

- les formations crayeuses au Centre et Sud,
- les formations alluvionnaires de la vallée de la Deûle au Nord-Ouest/Nord
- les formations du Landénien (Tertiaire) au Nord-Est jusqu'à la vallée alluviale de la Marque (Wasquehal, Marcq-en-Baroeul)
- les formations de l'Yprésien (argile des Flandres) au Nord jusqu'à la frontière Belge

document n°5 profil hydrographique et géologique de Lille

Le profil Nord Sud met bien en évidence la plongée du substratum crayeux et des formations Tertiaires (sables verts et argile de Louvil du Landénien) vers le Nord.

Toute la zone centre et Sud de Lille peut être affectée par la présence de catiches d'exploitation de la craie de type catiches, ou chambres à galeries



De ce fait 12 PER (plans d'exposition au risque mouvements de terrain) ont été approuvés sur l'arrondissement de Lille. (Fâches Thumesnil, Hellemmes, Lesquin, Lezennes, Lille, Loos, Ronchin, Seclin, Templemars, Vendeville, Villeneuve d'Ascq et Wattignies).

Document n°6 : PER de Lille plan de zonage

LES CAVITES SOUTERRAINES A LILLE - ETAT DES CONNAISSANCES

Lors de l'élaboration du PER en 1989, la définition des secteurs susceptibles d'être affectés par les cavités a été précisée en collectant et en interprétant l'ensemble des éléments disponibles.

N'ont pas été pris en considération :

- les réseaux de canaux souterrains du centre de LILLE
- les éventuels phénomènes liés au tassement des terrains remaniés lors de la démolition des fortifications des enceintes de la ville

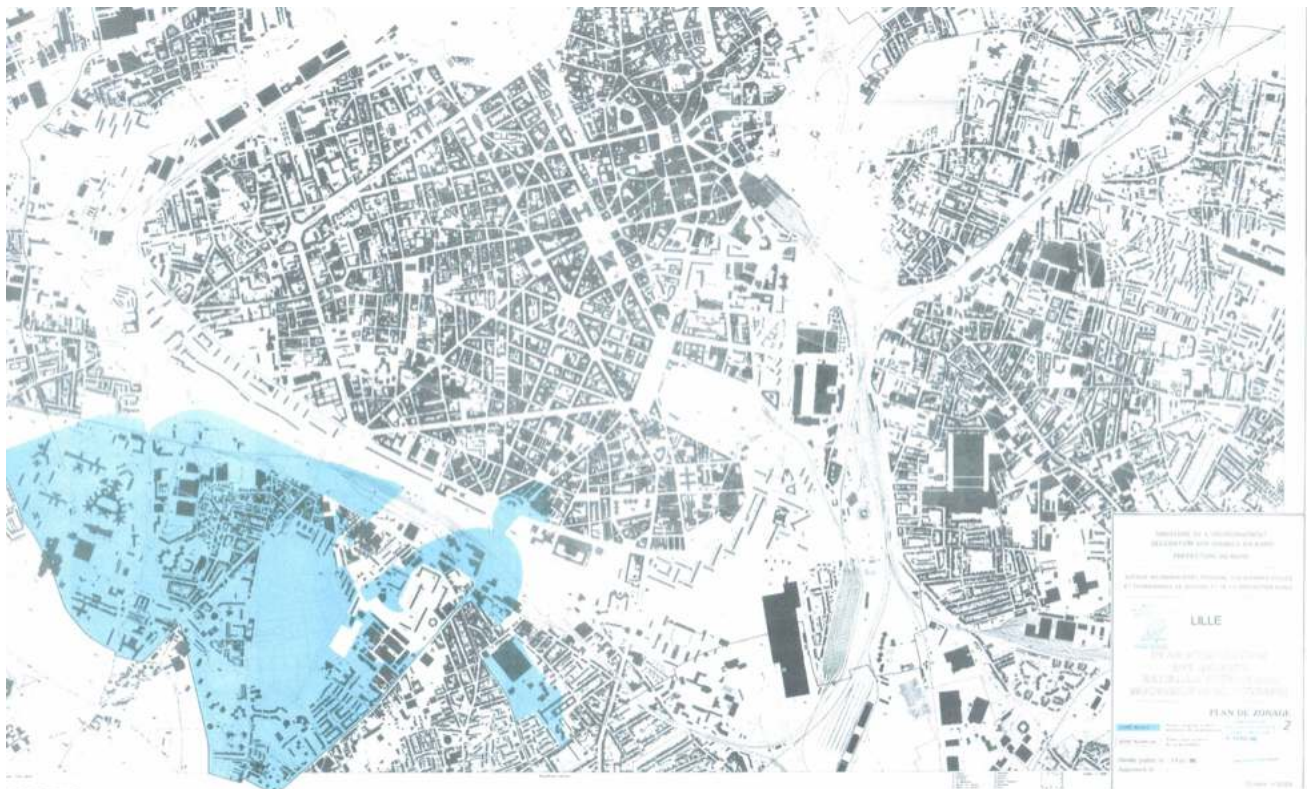
Les conclusions de cette étude sont les suivantes :

- La craie, seul matériau recherché en souterrain, n'est exploitable qu'au Sud de Lille.
- La limite Nord est d'abord fixée par les données hydrogéologiques. Elle correspond, compte-tenu des niveaux piézométriques, de l'épaisseur du recouvrement, de la qualité médiocre des couches superficielles de craie, à une épaisseur de craie dénoyée de 8 mètres. Cette limite est corrigée par l'étude de sol spécifique réalisée pour la construction du Boulevard Périphérique Sud qui constitue une nouvelle limite.

Un appendice de zones douteuses doit être pris en considération au Nord du Périphérique Sud, à hauteur des rues Bergot et Baggio.

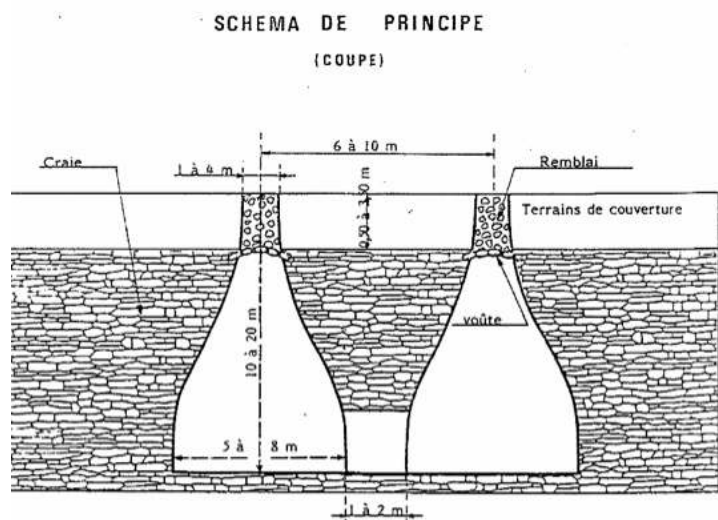
A l'intérieur de l'ensemble réputé douteux, un îlot échappe à la réglementation P.E.R., pour les raisons hydrogéologiques évoquées ci-dessus.

C'est donc la quasi totalité des quartiers du Sud et du Sud-Ouest de LILLE qui est concernée par le Plan d'Exposition aux Risques "mouvements de terrains"

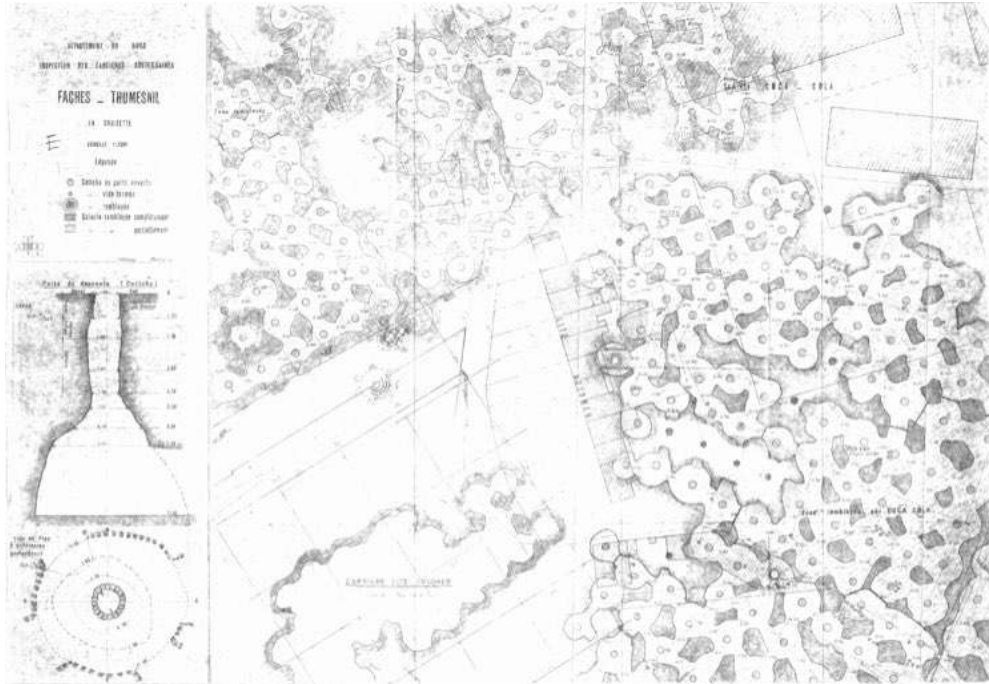


LES METHODES D'EXPLOITATION DES CARRIERES

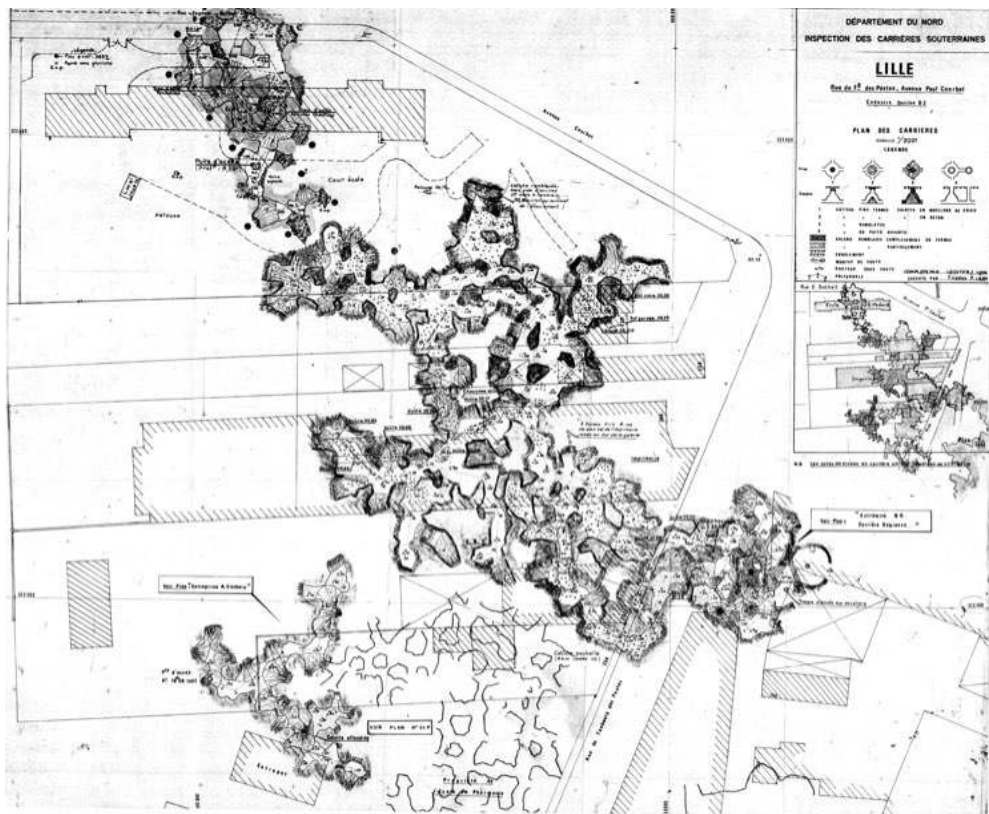
document n°7 Coupe type catiches



document n°8 Plan d'exploitation de type catiches



document n°9 Plan d'exploitation mixte



Les méthodes d'exploitation déterminent les types d'accidents possibles. A Lille, les carrières peuvent être de type "catiches" (puits d'extraction en forme de bouteille) ou de type mixte (réseaux de galeries en chambres et piliers comportant quelques "catiches").

Les exploitations ne comportant que des catiches (dénomination locale) sont donc constitués de puits d'extraction disposés en lignes plus ou moins régulières, distants de 6 à 10 mètres d'axe en axe. Ces puits sont cylindriques dans la traversée des terrains limoneux superficiels ; leur diamètre y est compris entre 1 mètre et 4 mètres. Lorsque la craie est atteinte, ces puits s'évasent progressivement pour prendre la forme d'une bouteille (type Champagne). Le fond des puits est déterminé, soit par un banc induré (le tun), soit par le niveau de la nappe phréatique, à 10 ou 15 mètres de profondeur.

Ces puits sont reliés à leur base par de courtes galeries de 1 à 2 mètres de longueur. Après exploitation, ils ont été, le plus souvent, fermés par des voûtes constituées d'un appareillage de pierres taillées.

Ces voûtes sont généralement appuyées sur le sommet de la couche de craie. Leur stabilité est assurée par un remblayage de la partie supérieure des puits.

Ces catiches peuvent avoir été remblayés au moyen de matériaux les plus divers (terres, craie, produits de démolition, végétaux, détritiques) à la fin de l'exploitation et, le plus souvent, à l'occasion de travaux d'aménagement des terrains avoisinants.

Les carrières comportent généralement un grand nombre de catiches (plus de 80 dans l'exemple donné sur le plan présenté). Exploitées par des particuliers, elles épousent souvent la forme de la parcelle de terrain dont le carrier était propriétaire ou locataire. Cependant, l'exploitant n'a que très rarement respecté ces limites.

L'exploitation par chambres et piliers consistait à creuser un réseau de galeries qui s'entrecroisent, en laissant en place des piliers de craie de dimensions plus ou moins importantes. Plusieurs puits permettaient la descente du personnel, l'aération et l'extraction des pierres.

Les pierres étant confectionnées sur place, les déchets de taille étaient rejetés au sol pour constituer aujourd'hui un remblai de pied dont l'épaisseur est très variable.

La profondeur de l'exploitation (niveau unique) est déterminée par le banc de tun (couche de craie phosphatée indurée) qui se situe à 12-15 mètres de profondeur et par les niveaux de la nappe phréatique en période d'étiage. Les vides se situent donc, compte tenu de la hauteur des galeries et de l'épaisseur des remblais de pied, entre 8 et 15 mètres de profondeur.

3- LA NECESSITE DES ETUDES GEOTECHNIQUES

Compte tenu de cette diversité des cas de figure dans la région et sur la ville de Lille elle-même, il n'est pas possible de définir de modes de fondation types quels que soient les projets et leur importance.

Il est ainsi nécessaire avant tout projet de construction de procéder à une étude géotechnique.

Les missions géotechniques sont normalisées (Norme NFP 94.500 de nov 2013) et leur enchaînement doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet afin de contribuer à la maîtrise des risques géotechniques.

G1 : l'étude géotechnique préalable G1

La mission G1 d'étude géotechnique préalable comporte 2 phases :

- La phase Etude de Site (ES), réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS.
- La phase Principes Généraux de Construction (PGC), se déroule quant à elle durant cette étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS.

G2 : l'étude géotechnique de conception G2

L'étude géotechnique de conception G2 comprend 3 phases :

- Phase d'avant projet (AVP) ;
- Phase projet (PRO) ;
- Phase DCE/ACT.

G3 : l'étude géotechnique d'exécution G3

Mission permettant de réduire les risques géotechniques.

Elle se décompose en deux phases : la phase étude et la phase de suivi. Elle est effectuée par l'entrepreneur en charge de la réalisation de l'ouvrage géotechnique, en parallèle avec l'étude de supervision d'exécution G4.

G4 : l'étude de supervision géotechnique d'exécution G4

Suivre et adapter si nécessaire l'exécution des ouvrages géotechniques,

Deux phases distinctes : Supervision de l'étude d'exécution et Supervision du suivi d'exécution. A la charge du Maître d'Ouvrage

G5 : l'étude de diagnostic géotechnique G5

L'objet d'une mission G 5 est strictement limitatif, il ne porte pas sur la totalité du projet ou de l'ouvrage. Programme d'investigations qui permettent d'étudier un (ou plusieurs) élément(s) géotechnique(s) dans le cadre d'un diagnostic par exemple.

Les missions géotechniques intègrent (en particulier la Mission G2) ou peuvent intégrer la réalisation d'investigations in situ à l'exception de la mission de supervision géotechnique G4 en général.

C'est pour cette raison que l'USG (Union Syndicale Géotechnique) et SYNTEC-INGENIERIE ont édité en mai 2016 le document suivant :

[Recommandations sur la consistance des investigations géotechniques pour les études géotechniques de conception \(G2\)](#)

Analyse préliminaire:

Un programme d'investigations géotechniques doit être établi, à chaque étape et phase des missions géotechniques si nécessaire, en fonction de trois éléments majeurs :

- la nature de l'ouvrage à réaliser
- l'avancement des études d'ingénierie géotechnique

-le contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique, y compris la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG). Celui-ci est établi à partir d'éléments d'archives, de documents existants tels que :

- cartes topographiques en prêtant attention à la toponymie des lieux
- cartes géologiques et hydrogéologiques
- photos aériennes
- plans anciens

aisément consultables à partir de l'outil public GEOPORTAIL, qui présente l'avantage de positionner automatiquement une adresse donnée sur l'ensemble des cartes disponibles qui peuvent également être superposées.

L'environnement du projet doit également être observé par les mêmes moyens mais aussi si possible par une visite des lieux, et des avoisinants afin d'apprécier leur état, éventuellement assortie d'une enquête de voisinage (problèmes d'eau dans les caves, etc).

- En étude géotechnique préalable (G1), le programme des investigations géotechniques sera établi dans l'objectif d'identifier les risques géotechniques majeurs.
- En phase avant-projet de la mission d'étude géotechnique de conception (G2), si des investigations ont déjà été réalisées lors de la phase G1, il faut éventuellement les compléter par les investigations nécessaires à une première identification des risques importants.
- En phase projet de la mission G2, les éventuelles investigations auront notamment pour objectif de préciser la caractérisation des paramètres géotechniques et de réduire les incertitudes ainsi que les risques importants..
- Un programme d'investigations géotechniques sur site doit comporter :
 - Un plan d'implantation prévisionnelle des sondages et essais
 - La profondeur prévisionnelle des investigations
 - Les types de sondages, d'essais en place et de matériels à utiliser.

| Problématique géotechnique | Sondages | | Essais en laboratoire | | Essais in situ | |
|---|--|------------------|---|-------------|---|-----------------------|
| Modèle géologique | Sondage carotté Pelle mécanique Tarière Sondages destructifs avec diagraphies | R S S I | Essais d'identification et de classification | R | Pénétromètre statique, piézocône Standard Penetration Test Pénétromètre dynamique | S S I |
| Terrassement/réemploi Déblai/Remblai Stabilité générale | Echantillon intact ou remanié représentatif, prélevé dans les sondages précédents | R | Essais d'identification, Essais Proctor, de traitements Essai triaxial, Cisaillement rectiligne | R R R | Scissomètre Phicomètre | S S |
| Capacité portante | Sondage carotté + Echantillon intact Sondage pour essais pressiométriques | S R | Essai triaxial Compression simple Cisaillement rectiligne | S S S | Pressiomètre Pénétromètre statique Standard Pénétration Test Pénétromètre dynamique Scissomètre ou phicomètre | R R S I I |
| Tassement (fondations, dallages,...) | Sondage carotté + Echantillon intact Sondage pour essais pressiométriques | R R | Oedomètre Essai triaxial | R R | Pressiomètre Pénétromètre statique, piézocône Dilatomètre type DMT | R R S |
| Soutènement | Sondage carotté + Echantillon intact Sondage pour essais pressiométriques | R S | Essai triaxial Cisaillement rectiligne | R R | Scissomètre ou phicomètre Pressiomètre Piézocône | R S I |
| Eau souterraine 1-Niveau des nappes | Forage pour piézomètre | R | | | Piézomètres avec suivi automatique Piézomètres avec suivi manuel Cellules de pression interstitielle | R S S |
| 2- Rabattement | Forage pour essai de pompage et essais d'eau Sondage carotté + Echantillon intact | R S | | | Essai de pompage, piézomètre Essai d'eau (dont micromoulinet) Piézocône | R S S |
| Aléa sismique | Sondage carotté + Echantillon intact | R | Essai triaxial cyclique Granulométrie | R R | Cross-hole Standard Pénétration Test Pénétromètre statique, piézocône | R R R |
| Retrait gonflement | Sondage carotté + Echantillon intact | R | Essais de retrait, essai de gonflement Essais d'identification | R I | | |
| Reconnaissance de fondations existantes | Fouilles de reconnaissance Sondage carotté Sondage destructif | R S S | Résistance à la compression du béton ou de la maçonnerie | R | Essais Micro-Sismique Parallèle Essai d'impédance Ferroscan, radar | R I I |

R : sondages/essais recommandés S : sondages/essais satisfaisants I : sondages/essais indicatifs après calibrage

TABLEAU 1 : ANALYSE DE LA PERTINENCE DES TECHNIQUES USUELLES DE RECONNAISSANCE

Le tableau ci-dessus est destiné à guider l'élaboration du programme d'investigations en fonction des sujets à traiter.

- Les spécificités des mesures piézométrique et hydrogéologique éventuelles.
- Les prélèvements d'échantillons et le type d'essais en laboratoire prévus.
- Les normes, lois et règlements à appliquer.

Limites aux connaissances apportées par la campagne d'investigations

Toute campagne d'investigations géotechniques comporte un nombre limité de sondages et essais qui ne permettront jamais de lever toutes les incertitudes inhérentes à cette science naturelle.

Toutefois, ces incertitudes doivent être réduites de manière économiquement acceptable, selon le contexte du site et du projet : elles devront être prises en compte dans la conception de l'ouvrage géotechnique.

En conséquence, et conformément au contenu de la mission G2 définie par la norme NFP 94-500, les conclusions géotechniques qui reposent sur ces investigations ne peuvent conduire à traiter à forfait le prix des fondations et des ouvrages géotechniques, compte tenu d'hétérogénéités toujours possibles (naturelles ou du fait de l'homme) et des aléas d'exécution pouvant survenir lors de la découverte des terrains d'assise.

4- PROGRAMME DE RECONNAISSANCE

Le programme d'investigations doit être proportionné aux caractéristiques du projet et à la complexité géotechnique prévisible du site.

| Ouvrage concerné | | Programme minimal des investigations géotechniques lors des études géotechniques de conception G2 | | |
|---|---|---|---|--|
| | | Maille en phase PRO (intégrant reconnaissances des phases et missions précédentes) | Dont Maille en phase AVP | Profondeur |
| Pavillon isolé | | 1 point de reconnaissance tous les 50 m ² avec un minimum de 3 points | 1 point de reconnaissance tous les 50 m ² avec un minimum de 3 points | 5 m sous la base des fondations prévisibles |
| Bâtiments de logements, bureaux, tertiaires, publics, pavillons en bande, ... | | 1 point de reconnaissance tous les 200 m ² avec un minimum de 3 points et une distance maximale de 20 m entre points | 1 point de reconnaissance tous les 300 m ² avec un minimum de 3 points et une distance maximale de 25 m entre points | 5 m sous la base des fondations prévisibles |
| Bâtiments industriels, commerciaux, logistiques, ... | jusqu'à 10 000 m ² | 1 point de reconnaissance tous les 400 m ² avec un minimum de 3 points et une distance maximale de 30 m entre points | 1 point de reconnaissance tous les 600 m ² avec un minimum de 3 points et une distance maximale de 40 m entre points | 2 m dans horizon peu compressible ou 1,5 fois la largeur du bâtiment |
| | au-delà de 10 000 m ² | 1 point de reconnaissance supplémentaire tous les 800 m ² | 1 point de reconnaissance supplémentaire tous les 1 200 m ² | 2 m dans horizon peu compressible ou 1,5 fois la largeur du bâtiment |
| Voiries (parkings aériens et voiries liées au bâtiment) | | 1 point de reconnaissance tous les 1 500 m ² , avec un minimum de 2 points | selon contexte | 3 m sous le niveau définitif de la voirie et 2 m sous le terrain naturel |
| Ouvrage isolé et ponctuel | Pylônes | 1 point de reconnaissance par pylône | 1 point de reconnaissance par pylône | 5 m sous la base des fondations prévisibles |
| | Eoliennes terrestres | Suivant Recommandations CFMS du 5/07/2011 | Suivant Recommandations CFMS du 5/07/2011 | |
| Ouvrages linéaires | Réseaux enterrés | 1 point de reconnaissance tous les 100 ml | selon contexte | 1 m sous fond de fouille prévu |
| | Route / Tramway / digue < 3 m | 1 point de reconnaissance tous les 100 ml | selon contexte | 5 m sous niveau fini, avec 5m minimum sous TN initial |
| | Autoroute / Ligne ferroviaire | 1 point de reconnaissance tous les 100 ml | selon contexte | 5 m sous niveau fini, avec 5m minimum sous TN initial |
| | Quai / Port / digue > 3 m mur soutènement > 3 m | 2 points de reconnaissance (profil) tous les 50 ml | selon contexte | 5 m dans substratum |
| Stations d'épuration | | 2 à 3 points de reconnaissance par ouvrage, suivant taille de l'ouvrage | 1 point de reconnaissance par ouvrage et 1 point de reconnaissance tous les 500 m ² | 5 m dans horizon peu compressible ou 1,5 fois la largeur de l'ouvrage |
| Silos, réservoirs | | 1 point de reconnaissance tous les 150 m ² avec un minimum de 3 points | 1 point de reconnaissance tous les 250 m ² avec un minimum de 2 points | 6 m dans horizon peu compressible ou 1,5 fois la largeur de l'ouvrage |
| Ouvrages d'art | Ponts | 1 point de reconnaissance par appui | 1 point de reconnaissance tous les 2 appuis | 6 m sous la base des fondations prévisibles |
| ZIG | | 1 reconnaissance par mlotyen | au cas par cas | au cas par cas |

TABEAU 2

Le tableau 2 recommande un maillage minimum de reconnaissance pour différentes catégories d'ouvrages, avec les profondeurs minimales associées.

Ce maillage a la volonté de couvrir l'ensemble des reconnaissances à mettre en oeuvre.

Il appartient au géotechnicien de définir pour chaque point de reconnaissance les procédés pertinents qui permettront de répondre aux problématiques identifiées, suivant les indications du tableau 1.

Le programme d'investigations géotechniques défini par les présentes recommandations peut s'avérer insuffisant en fonction de la complexité du projet, du contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique, ou de la ZIG, ce qui peut conduire à une densification des points de reconnaissance ou à un approfondissement des sondages pour réduire les incertitudes.

Le maillage est donné dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de conception G2 (intégrant les différentes phases AVP et PRO notamment).

Il est essentiel que ce maillage soit respecté lors la phase Projet de la mission G2, les investigations pouvant être réalisées en plusieurs phases (AVP puis PRO par exemple) ou en une seule phase (généralement en phase AVP).

Dans ce dernier cas, la non progressivité des investigations peut conduire à réaliser un programme d'investigations surabondant ou, au contraire, à un programme insuffisant qui ne permet pas d'affiner une problématique géotechnique non anticipée lors de l'élaboration du programme initial.

5- RAPPEL DE PRINCIPES GENERAUX RELATIFS AUX FONDATIONS

Les fondations superficielles dans Lille sont plus souvent assises dans les remblais urbains provenant des destructions successives au cours des siècles et dont l'épaisseur peut atteindre plusieurs mètres, ces remblais reposant eux même dans les niveaux superficiels d'altération du substratum crayeux (centre et sud), dans les formations alluvionnaires à l'ouest et au nord qui peuvent présenter localement un caractère tourbeux.

Les fondations doivent impérativement reposer sur des sols homogènes et de bonne portance, et ne doivent en aucun cas être assises dans des remblais ou terrains remaniés.

Elle doivent être de type homogène pour un même bâtiment, ou partie de bâtiment désolidarisée.

Il faut tenir compte des fondations des avoisinants (ou de l'existant qui doit être étendu) qui doivent être impérativement reconnues afin de préciser leur géométrie et leur profondeur d'assise.

Les fondations nouvelles ne peuvent en aucun cas être assises à une profondeur moindre que celles de l'existant au risque de provoquer des efforts parasites (poussées horizontales) sur ces dernières.

En effet le diagramme des pressions qui s'exercent sur un sol soumis à une descente de charge appliquée sur une semelle forme un bulbe (diagramme de Boussinesq, physicien hydraulicien du 19^e siècle) dont l'emprise est supérieure à la largeur de la semelle et qui intéresse un volume et une profondeur d'autant plus importante que la semelle est large.

De même si les fondations du projet descendent sous les fondations de l'existant, (présence d'un sous sol dans le projet par exemple), il faudra prévoir une reprise en sous œuvre (l'approfondissement) des fondations de l'existant.

Toutefois cette reprise en sous œuvre devra faire l'objet d'une étude spécifique relative à l'existant car elle conduira à une hétérogénéité des fondations de celui-ci avec risque de création de phénomènes de point dur le cas échéant.

Ce cas de figure est couramment rencontré sur Lille où les maisons sont construites sur des sols médiocres et hétérogènes, l'ensemble tassant de manière différentielle simultanément, les constructions prenant appui l'une sur l'autre.

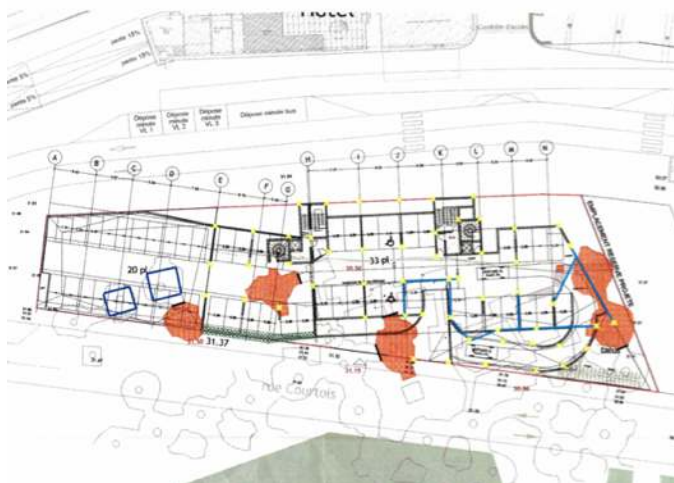
Il convient ainsi de bien désolidariser des existants les nouvelles constructions qui seront fondées sur pieux ou micropieux pour éviter toute influence du projet sur les fondations des avoisinants.

Ces existants pourront faire si cela s'avère nécessaire l'objet de travaux de confortation préalables à l'exécution des travaux du projet (reprises en sous-œuvre, injections de renforcement, etc)

Pour ce qui concerne la réalisation des fondations du projet, elles doivent être suffisamment éloignées de celles des avoisinants qui doivent de ce fait être reconnues lors des investigations géotechniques.

Les fondations filantes parallèles à l'existant et proches de celui-ci, sont à éviter, elles seront implantées de préférence perpendiculairement à celui-ci.

Les pieux quel que soit le type (tarière creuse ou vissés moulés doivent être implantés en retrait des existants (2 voire 3 diamètres entre la génératrice extérieure du pieu et la fondation de l'avoisinant (et non le nu du mur) qui aura été reconnue lors de l'étude géotechnique. Ceci afin d'éviter tout effort parasite sur les fondations existantes.



En cas de présence d'eau et de la nécessité de prévoir un rabattement de nappe, il faut étudier l'influence de celui-ci sur les fondations des constructions avoisinantes, pour le cas échéant mettre en œuvre des moyens pour limiter l'emprise du rabattement à celle du terrain d'assiette du projet (réinjection en amont, paroi étanche, etc) En cas de présence de vides souterrains identifiés sous un projet, le principe est de les remblayer systématiquement quel que soit le mode de fondation retenu, puisqu'il n'existe plus de service (anciennement SDICS pouvant effectuer des contrôles périodiques de l'état des dits vides.

Il reste quelques exceptions, par exemple à Lille Sud un projet récent a été établi sur une zone de catiches et galeries dont une partie, qui avait servi d'abri pendant la guerre après bétonnage des parois a dû être conservée à la demande de la Mairie de Lille.

LES SOLS-Géologie Régionale d'île de France Alain ALEXANDRE architecte, expert près la cour d'appel de Versailles

L'île de France est située au centre du bassin parisien qui présente une unité géologique de CAEN à l'ouest à REIMS vers l'est et de POITIERS au sud à LILLE au NORD.

Nous évoquerons successivement:

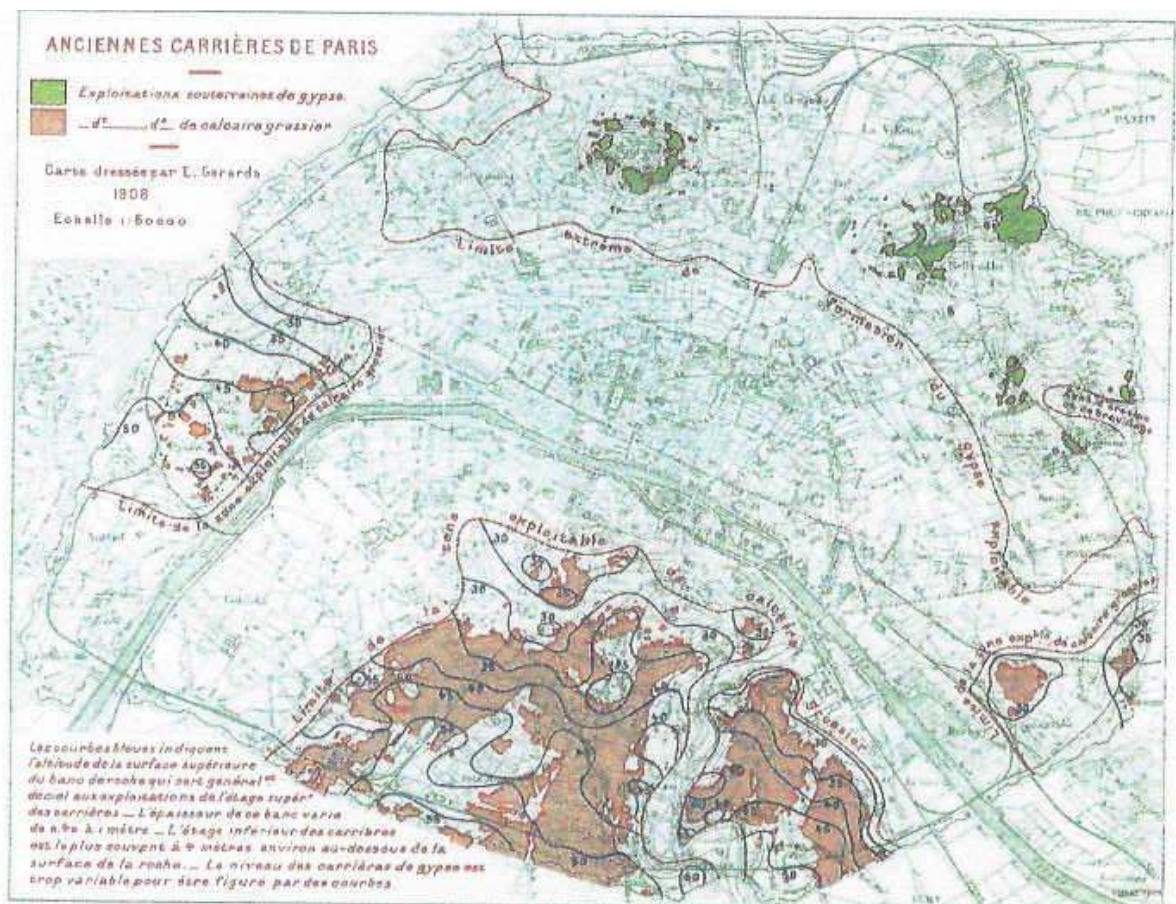
- les atouts historiques,
- quelques contraintes naturelles (ou pas),
- le chantier du Grand Paris Express ».

1- LES ATOUTS HISTORIQUES

La richesse du sous-sol de la région parisienne en matériaux de construction a constitué un des atouts historiques de son développement.

Dès l'époque gallo-romaine, le calcaire de la colline Ste Geneviève (5ème) et le gypse de la Butte Montmartre (18ème) ont été exploités pour produire la pierre à bâtir et le plâtre. Avec la craie, utilisée pour la fabrication de la chaux, des ciments, du blanc Meudon (poudres entrant dans la composition des peintures et pour le polissage d'objets, appelé aussi blanc d'Espagne par la suite). Ils constituent les matériaux les plus intensément exploités. Beaucoup d'autres le furent également à une époque ou à une autre : les limons des plateaux pour la confection des briques réfractaires, les sables de Fontainebleau et les sables de Beauchamp pour la verrerie et la fonderie, le travertin de Brie pour l'empierrement, les marnes vertes et les argiles pour les briques, tuiles et poteries, les marnes pour le ciment...

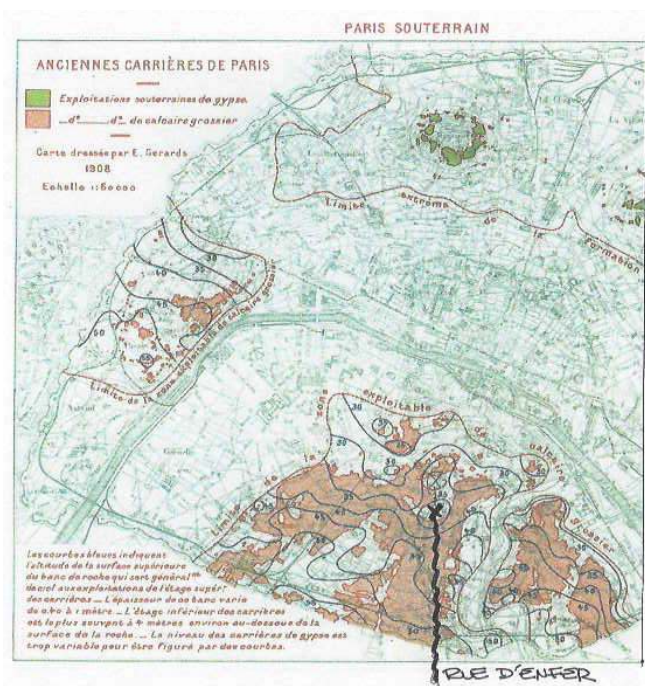
Carte des anciennes carrières de Paris.



L'exploitation des trois matériaux principaux a laissé des vides d'une étendue considérable dans le sous-sol. Les anciennes carrières de gypse se situent à Paris dans les 10ème, 18ème et 20ème arrondissements (65 ha), dans les Hauts de Seine (150 ha), la Seine St Denis (482 ha) et le Val de marne (104 ha).

Les anciennes carrières de calcaire grossier se rencontrent à Paris dans les 5ème, 6ème, 12ème, 13ème, 14ème, 15ème et 16ème arrondissements (770 ha), dans les Hauts de Seine (1014 ha) et dans le Val de marne (565 ha). Les anciennes carrières de craie sous minent quatre communes des Hauts de seine: Issy les Moulineaux, Sèvres, Meudon et Clamart (35 ha). Plus de 3000 hectares de terrains, répartis sur 70 communes, sont au total affectés par la présence d'anciennes carrières.

Carte des anciennes carrières: rue d'Enfer



En Décembre 1774 se produisit rue d'Enfer (actuellement pour partie du Bld St Michel et de l'avenue Denfert Rochereau) à Paris un impressionnant effondrement de carrière qui engloutit sur plusieurs centaines de mètres les habitations en surface. La population ainsi que les autorités prirent alors conscience du risque sommeillants sous leurs pieds: le sous-sol parisien, exploité pendant des centaines d'années pour en extraire le calcaire et le gypse nécessaires aux constructions en surface, comportaient de nombreux de nombreux vides fragilisant les fondations des bâtiments. La ville s'étant beaucoup développée depuis le moyen âge, d'anciennes exploitations de pierre initialement en périphéries se retrouvèrent recouvertes par l'étendue urbaine. les conclusions des études commandées par le Conseil du roi sur l'état du sous-sol furent si alarmantes qu'il fut décidé de créer une administration chargée de la surveillance et de la consolidation des anciennes carrières de pierre à bâtir.

L'inspection des carrières vit le jour le 4 Avril 1777 par décret royal (il semble que le 4 Avril soit en fait la date de création d'une commission spéciale chargée des carrières, l'IGC n'étant officiellement créée que le 24 Avril 1777). Charles Axel Guillaumot, architecte du roi, fut placé à la tête de l'administration le 27 Avril de cette même année. Le même jour, un autre effondrement se produisit rue d'Enfer !

2-QUELQUES CONTRAINTES NATURELLES

L'hydrogéologie

Sous Paris et sa banlieue, on trouve plusieurs nappes peu profondes: la nappe alluviale liée à la Marne et la Seine, la nappe de la craie, la nappe multicouche de l'Eocène et les nappes perchées des buttes.

L'hydrogéologie en milieu urbain nécessite de considérer les nappes à une échelle fine afin de répondre aux préoccupations des riverains et des constructeurs. Ainsi à Paris, la nappe doit être décomposée en au moins trois nappes pour répondre aux multiples cas particuliers du site urbain.

L'histoire hydrogéologique de Paris montre que le minimum des nappes a été atteint au début des années 1970 et que progressivement ce niveau est doucement remonté pour atteindre un niveau d'équilibre à la fin des années 1980. Puis, entre 1992 et 2005, les nappes furent de nouveau fortement sollicitées en corrélation avec les pompages intra ou extra muros. Depuis 2005 les variations de nappes sont minimales.

L'abaissement de la nappe phréatique entraîne la dégradation des pieux bois en milieu aérobie: pathologie courante en milieu urbain notamment pour ce qui concerne des constructions emblématiques, telles le Grand Palais.

La dissolution du gypse

Le gypse constitue l'un des minéraux les plus solubles dans l'eau. Suite à des infiltrations d'eau (fuites de canalisation, infiltration d'eaux pluviales...), à une variation du niveau des nappes ou à des circulations d'eau souterraine dues notamment aux pompages, le gypse est susceptible de se dissoudre et de créer des cavités parfois très volumineuses. Ces cavités souterraines peuvent être à l'origine d'effondrements, parfois très importants.

Les retraits et gonflements

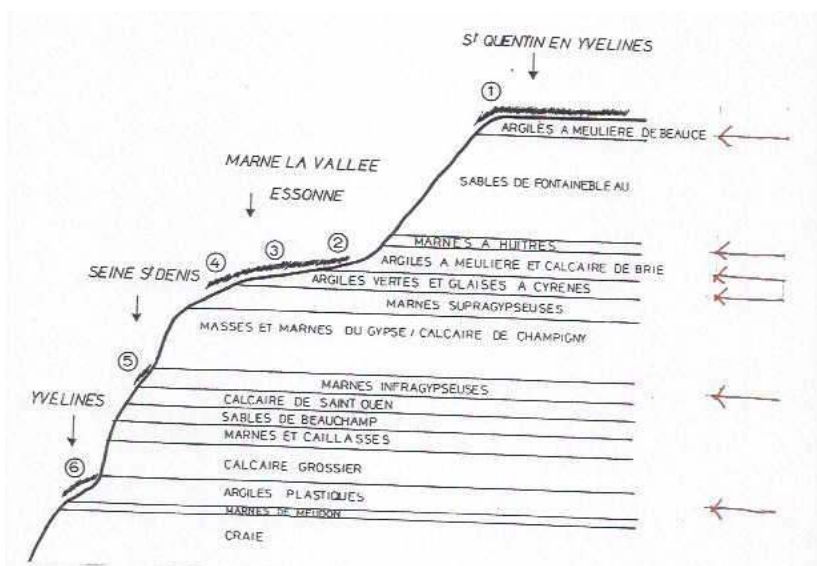
Les argiles sont généralement le plancher d'une nappe phréatique et des nappes captives peuvent se mettre en charge sous ces terrains. Le plus souvent, les argiles sont donc en contact avec l'eau par le dessus et parfois par le dessous.

En période de sécheresse, les nappes peuvent arriver à se tarir, si bien que les argiles perdent leur état de saturation par évaporation de l'eau qu'elles contiennent. Ce phénomène est fréquemment accentué par la succion de l'eau au sein de la masse argileuse par des racines d'arbres. Ainsi un peuplier ou un saule adulte, qui a besoin de 300l d'eau par jour en été, doit-il puiser cette eau dans l'argile elle-même après que la nappe se soit tarie ou qu'il ait contribué à la tarir; Il se développe alors un phénomène de retrait qui se traduit par une diminution de volume dans le sens vertical et une fissuration (diminution de volume dans le sens horizontal).

Lorsque le terrain est à nouveau hydraté, l'eau pénètre dans les fissures et l'argile tend à nouveau vers son volume initial. C'est le phénomène de gonflement.

Dans la région parisienne, constituée essentiellement de terrains tertiaires (à l'exception des alluvions quaternaires et de la craie secondaire), on compte six couches d'argile qui peuvent être à l'origine de sinistres.

Coupe géologique



- 1-les argiles à meulière de Beauce (5m d'épaisseur moyenne)
- 2-les argiles à meulière de Brie(5m d'épaisseur moyenne)
- 3-les argiles vertes (5m d'épaisseur moyenne) qui donnent lieu à la plus grande partie des sinistres parce qu'on les rencontre fréquemment à l'affleurement
- 4-les marnes supragypseuses (et spécialement la partie inférieure correspondant aux marnes d'Argenteuil particulièrement argileuses et qui compte 10 m d'épaisseur environ.
- 5-les marnes infragypseuses (5 m d'épaisseur environ)

6) les argiles plastiques (10 m d'épaisseur environ)

En outre, les limons de plateau et les alluvions modernes peuvent donner lieu à des phénomènes mais plus atténués, de tassement/gonflement.

Au total, il y a donc 40m d'épaisseur de couches d'argile en région parisienne sur une série sédimentaire d'environ 200 m de hauteur. C'est dire qu'aucune partie de l'île de France n'est épargnée par le phénomène, d'autant que les terrains argileux déterminant des reliefs mous, ont tendance à fluer dans les pentes et occupent donc d'importantes surfaces.

Illustrations (fissures/façades).



— (Cliché SIMESOL). La fissure de l'année 1985 a été colmatée, on a repris en sous-œuvre le pavillon partiellement au moyen de puits trop courts ... et en 1989 une nouvelle fissure, parallèle à la précédente est apparue. Pavillon situé à Montgeron (Essonne) et fondé sur les argiles vertes.



Avant 1976, on craignait surtout les phénomènes de gonflement, si bien qu'il était usuel de charger aussi fortement que possible les fondations. On disait alors par exemple que la pression de gonflement des argiles vertes était de 0,2 MPa et que pour éviter des désordres, le taux de travail du sol devait excéder cette valeur, sans toutefois dépasser 0,3 MPa car l'argile reste tout de même compressible.

En fait, la pression de gonflement varie en fonction de la teneur en eau. A saturation, une argile ne gonfle pas; par contre, un abaissement de sa teneur en eau entraîne un fort potentiel de gonflement.

A partir de 1976, on a revu certaines idées et on a commencé à se préoccuper des problèmes de dessiccation et de retrait: on a alors estimé à juste titre que les fondations devaient être établies à une profondeur suffisante pour échapper aux phénomènes de variations de teneur en eau. Mais les sécheresses de 1989 et 1990 ont montré que les argiles pouvaient s'assécher sur plusieurs mètres. un récent sinistre à Paris a ainsi montré que les argiles vertes avaient été desséchées sur 5m d'épaisseur.

On comprend aisément les désordres qui peuvent en résulter quand une couche d'argile verte de 2m d'épaisseur tasse de 4 à 5 cm lorsque sa teneur en eau s'abaisse de 5%.

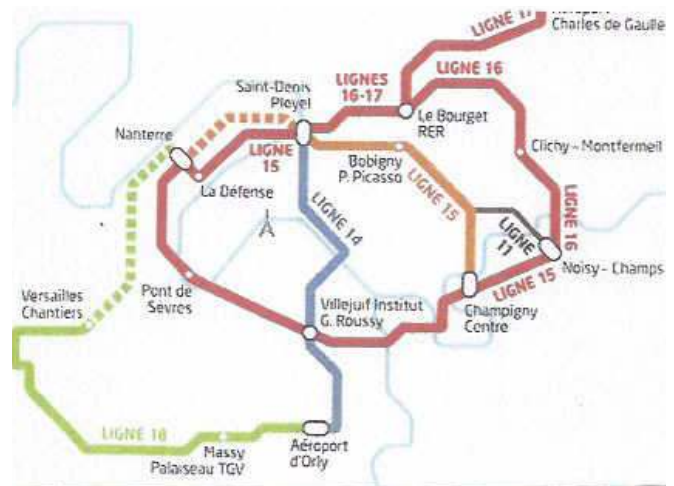
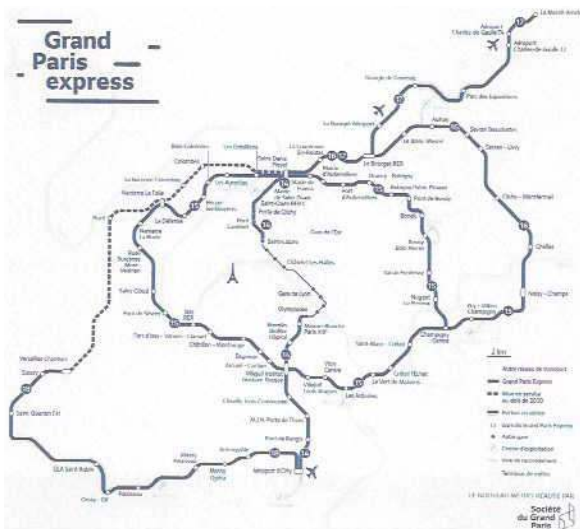
C'est pourquoi de nombreux sinistres se sont déclarés sur des constructions qui avaient déjà été reprises en sous-œuvre au moyen de puits manuels dont on pensait qu'ils descendraient assez bas pour échapper aux variations de teneur en eau du sol mais qui restaient toutefois dans l'argile.

3-LE GRAND PARIS EXPRESS

Plan des lignes du Grand Paris Express

PM: Le Grand Paris Express permettra la création de 200 km de lignes de métro automatique ainsi que la construction de 68 nouvelles gares reliant les grands pôles économiques de l'Île de France, ses 3 aéroports et ses gares TGV.

Trois gares verront également le jour dans le cadre du prolongement de la ligne 11.



Plan de repérage des risques géologiques



Pour certains bâtiments, une procédure de constat de bâti est mise en place en fonction de la position du bâtiment et de la nature des travaux impactant. S'appuyant sur les données du diagnostic, ce constat sécurise juridiquement les rapports entre la Ste du Grand Paris et les riverains, en cas de dommage survenu pendant le chantier. Les bâtiments potentiellement impactés par les travaux font aussi l'objet d'un système de suivi et d'auscultation.

Numérisation des carrières

Dans le cadre des études de sols qui visent à adapter les méthodes constructives, des investigations approfondies sont menées quand le tunnel passe à proximité d'une zone de carrière: études de plans et numérisations, inspections sur site (lorsque les carrières sont accessibles), sondages et mesures in situ.



En 2016, deux fuites d'eau successives submergent le chantier de prolongement de la ligne 14 du métro parisien entre St Lazare et Mairie de St Ouen. Des « incidents » survenus lors de la réalisation de parois moulées qui ont conduits à une entrée de près de 40 000 m³ d'eau, soit près de 20 m de hauteur d'eau dans la station en construction et entraîné une dizaine de mois de retard.

Plus près de nous, les travaux de la gare Eole (RER E) de la porte Maillot ont percé le tube du RER A et provoqué le déversement de plus de

25 tonnes de boues sablonneuses dans le tunnel. Résultat : la circulation des trains entre la défense et St Lazare a été suspendue pendant quatre jours, générant une importante gêne pour les millions d'usager.

Les bureaux d'études notent deux risques majeurs, dont le premier est d'ordre technique voire géotechnique. Ils résumant: »les gares du grand Paris Express ont en effet des quais situés à grande profondeur pouvant atteindre plus de 50 m. De ce fait, les parois moulées réalisées pour la construction sont souvent à la limite des possibilités techniques: une épaisseur de 1,80 m pour une profondeur allant jusqu'à 70 m ». Une profondeur où la géologie du bassin parisien, complexe avec des sables, marnes et argiles vertes, est peut-être moins bien connue. Or, comme le rappellent les auteurs du rapport, « sur de tels ouvrages, le moindre décalage entre les panneaux des parois conduit à des points de fragilité alors que la nappe, souvent haut perchée, génère une hauteur d'eau de dizaines de mètres et plusieurs bars de pression.

En conclusion, on peut dire que les affres en HAUTS-DE-FRANCE sont les mêmes qu'en ILE de FRANCE, et que nous sommes tous logés à la même enseigne.

LES FONDATIONS-Généralités

Philippe LEGROS architecte honoraire, expert-conseil



La question générale du rôle des fondations, l'exposé de leur typologie, descriptions et méthodes de calculs, font l'objet d'un nombre considérable de pages dans de nombreux ouvrages théoriques et technologiques, dont il serait impensable de prétendre résumer toute la matière dans un temps si court.

Le propos de cet exposé se restreint donc à un condensé des notions générales concernant les fondations dans les configurations géologiques courantes, telles que Jean-Marie Huin et Alain Alexandre vous les ont présentées.

La plupart des images concernant les diagrammes de Boussinesq sont extraites de l'ouvrage « pathologie des fondations » de Louis Logeais paru en 1981 aux éditions du Moniteur.

Les compétences des architectes en matière de fondations

Si les architectes ne sont pas eux-mêmes géotechniciens, ils ont été formés pour être capables d'interpréter les rapports de sol des géotechniciens sur les caractéristiques des sols analysés et, notamment, la question des tassements, ainsi que les types et caractéristiques de fondations à mettre en œuvre dans les bâtiments qu'ils conçoivent.

De même, s'ils ne sont pas qualifiés pour réaliser le calcul des structures porteuses et des fondations, ils sont capables, lorsqu'ils conçoivent leurs bâtiments, de comprendre les conclusions des ingénieurs en structure dans leurs études de descentes de charge et de dimensionnements.

En la matière, c'est même l'une des spécificités de leur art d'optimiser la structure porteuse du bâtiment pour qu'elle puisse répondre à la fois aux impératifs fonctionnels et économiques du programme, aux règles de l'art architecturales et aux contraintes techniques imposés par les règles constructives et les caractéristiques du terrain d'assise.

C'est cette capacité et le « bon sens constructif » qu'elle permet, qui explique que les experts architectes se voient confier par les juges des expertises touchant aux désordres affectant les bâtiments, avant même de savoir si ces désordres ont pour origine des déformations des fondations ou des anomalies du sol sous ces organes, ou les deux. Bien entendu, les experts architectes vont recourir aux sapiteurs en présence de problèmes complexes impliquant les savoirs et la technicité de géotechnique ou d'ingénierie.

1-NECESSITE, RÔLE ET CONDITIONS DES FONDATIONS

Définitions

Fondations

Les fondations sont l'ensemble, organisé en infrastructure, par lequel les forces transmises par les superstructures « rencontrent et sollicitent » la résistance du sol (fig.1) :

- forces verticales de « gravité », *permanentes* (poids des contenants, des éléments porteurs et non porteurs), et *variables* (poids des contenus, meubles, habitants, pression et dépression du vent, poids de l'eau ou de la neige sur les couvertures et les terrasses),

- forces horizontales ou obliques *permanentes* : poussée des terres, forces non gravitaires d'ancrage (câbles) ; ou *variables* : poussée du vent ou des eaux, forces résultant des dispositions des structures (fig. 2).

La totalité des forces est évidemment transmise au sol, mais la structure porteuse du bâtiment organise la répartition des charges sur les différents points de contact qui, ensemble, forment la fondation, où chacun des organes qui la constitue joue un rôle précis.

La répartition chiffrée des charges et des forces sur les différents points de fondation fait l'objet de la « descente de charge », que l'ingénierie de construction doit transmettre au géotechnicien pour qu'il puisse préconiser les types de fondations dans le rapport de sol.

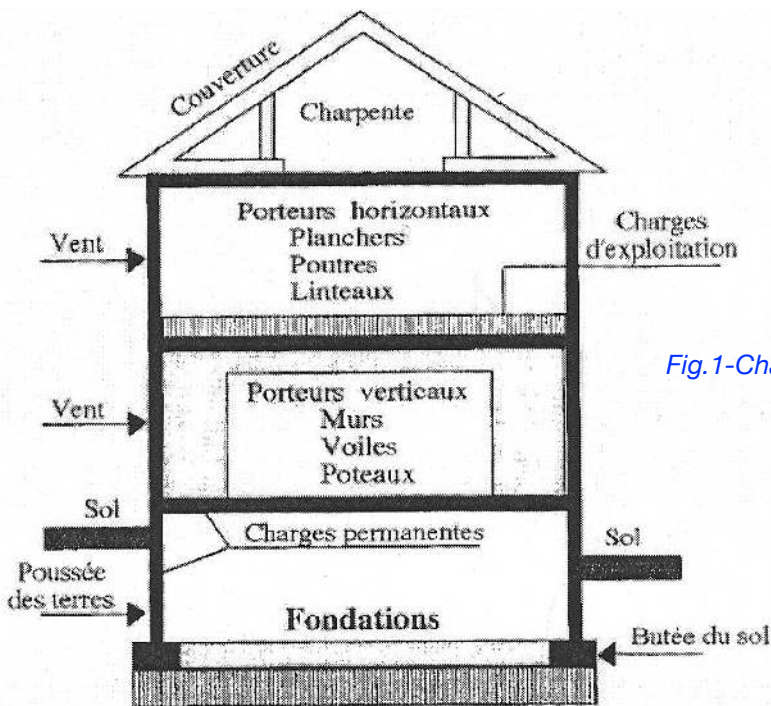
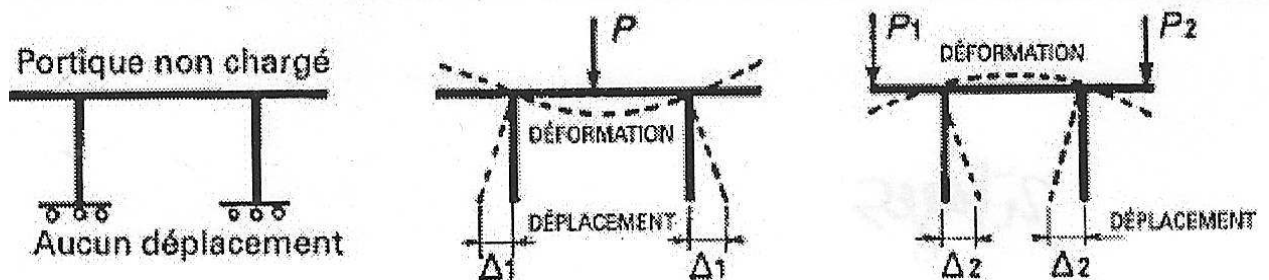


Fig.1-Charges et surcharges transmises au sol

Fig.2-Action horizontale des structures sur les fondations



Equilibre statique

Pour que le bâtiment reste stable et immobile, (sans soulèvement, enfoncement ou déplacement) il faut que la règle fondamentale de la physique statique soit satisfaite ($\Sigma F = 0$) : donc aux actions des forces verticales obliques ou horizontales transmises par les structures, doivent s'opposer des réactions du sol égales et opposées :

- pour qu'il n'y ait pas de déplacement horizontal, l'encastrement de la fondation dans le sol doit empêcher les forces horizontales externes (poussées du vent, des terres, etc.) ou internes (poussées obliques, des voûtes, des structures, etc.) de faire glisser l'ouvrage horizontalement ; les forces obliques doivent être transmises dans le sol soit par des fondations obliques, soit transformées en forces verticales par action de tirants ou l'équilibrage par opposition des organes de fondation (fig. 3, 4, et 5) ;

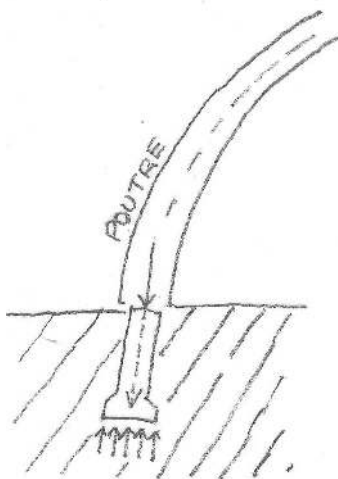


Fig.3 Fondations obliques

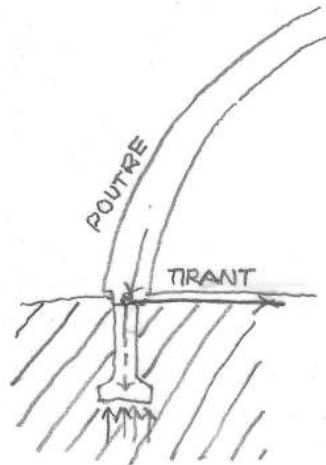


Fig.4 Tirants horizontaux

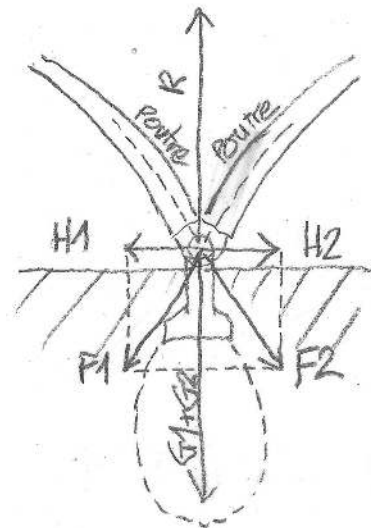


Fig.5 Opposition

- pour qu'il n'y ait pas de basculement : les forces de vent, par ex dans les tours élevées, ont tendance à faire basculer l'ouvrage par le bras de levier créé, et l'ancrage dans le sol permet de s'opposer au basculement. L'utilisation de porte-à-faux a des conséquences sur les dispositions des fondations : la Villa Méditerranée à Marseille en est un exemple extrême (fig. 6) ;

- pour qu'il n'y ait pas de déplacement vertical vers le bas : le sol doit être capable de résister au poids du bâtiment sans enfoncement notable, car il est relié aux terrains alentour et aux réseaux urbains, et surtout sans différence de tassements aux points de fondations, générateurs de fractures dans ses structures, sur toute sa surface, ; et pour qu'il n'y ait pas de déplacement vertical vers le haut non plus, les fondations doivent être conçues (ancrage) pour que le bâtiment ne puisse pas être soulevé par une action provenant du sol, poussée de l'eau (Archimède), ou lors du gel.

Le choix du type de fondation et de chacun des éléments qui la constitue sera intimement fonction, d'une part des charges du bâtiment transmises au sol, et, d'autre part des caractéristiques du sous-sol, en superficie comme en profondeur ; le choix des fondations sera également conséquence de l'organisation de la superstructure.

Les caractéristiques du terrain d'assiette, notamment en termes de tassement, auront des conséquences sur la morphologie du bâtiment et sur la nécessité des liaisons ou, à l'inverse, celle

des coupures entre les parties de structures : des joints de construction (fig. 7) devront séparer impérativement deux parties de bâtiment, si celles-ci supportent des charges ou des surcharges différentes et donc risquent de tasser « différemment » (on les nomme « joints de tassement », à ne pas confondre avec les joints de dilatation) : si ces joints ne sont pas mis en place, ils se « créeront tout seuls » au travers du bâtiment par des déchirures souvent graves de conséquences.

La réflexion sur les interactions entre les capacités du sous-sol, la morphologie du bâtiment et celle de ses structures est une partie fondamentale du travail de conception de l'architecte : elle suppose sa parfaite relation avec le géotechnicien comme avec l'ingénieur.

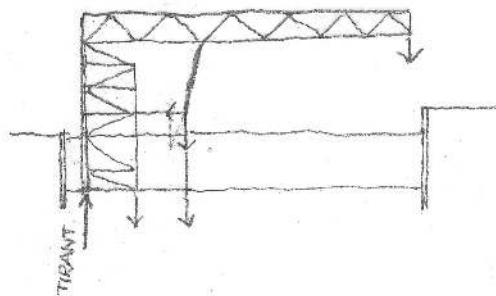


Fig 6 Les tirants de la Villa Méditerranée à Marseille retiennent le porte-à-faux

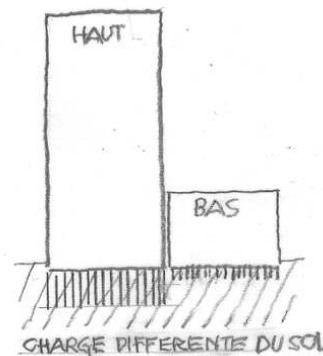


Fig 7 Joint de tassement

2-TYPOLOGIE DES FONDATIONS

Généralités

Dans les situations courantes, sauf exceptions, les couches de la surface immédiate des terrains ne sont pas utilisables pour supporter les charges des bâtiments et doivent être enlevées, terres végétales, revêtements, anciennes fondations, etc.

Sous la surface immédiate, se trouvent diverses couches superficielles qui, selon leurs caractéristiques physiques et selon le poids des constructions peuvent éventuellement être utilisées ; sauf sur la profondeur de mise hors gel (fig. 8), qui varie selon le climat et l'altitude des régions où se trouvent les constructions.

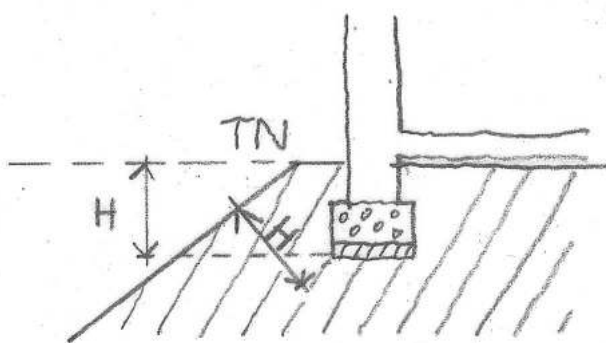


Fig 8 Distance de mise hors gel

Si la compressibilité et l'épaisseur de ces couches les rend utilisables, les organes de répartition des charges qui y seront implantés sont appelés fondations superficielles.

Si les couches de terrain utilisables sont situées plus bas, jusqu'à 8 ou 10 m, on parlera de fondations semi-profondes ; et au-delà, de fondations profondes.

Taux de travail du sol et pression de contact

Sur les couches utilisables, la première donnée qu'il sera nécessaire de connaître pour dimensionner les organes de répartition sera la « force portante » du terrain, son « taux de travail admissible ». Une fois cette valeur connue, il suffit de donner aux organes de fondation une surface suffisante pour que la « pression de contact » uniformément répartie exercée sur le sol ne dépasse pas le taux de travail admissible. Dans ces conditions, lorsque deux semelles de fondation reçoivent des charges différentes, la plus chargée est, logiquement, celle qui a la plus grande surface.

Incidence sur les terrains en profondeur ; diagrammes de pression

Les pressions provoquées par les fondations ne restent pas localisées à la surface, mais intéressent une profondeur et un volume variables de terrain en dessous : cette réalité physique a été démontrée à la fin du 19^{ème} siècle par les équations du mathématicien français Joseph Boussinesq, à partir desquelles on établit les « courbes d'égale pression » dans le sol en fonction de la contrainte (supposée uniforme) exercée par la fondation sur le terrain. Ces diagrammes montrent :

- que la contrainte de pression diminue avec la profondeur du terrain (fig. 9) ;
- que les contraintes que provoquent à une profondeur donnée deux semelles inégalement chargées – et donc inégales en surface (fig. 10), ne sont pas les mêmes, la semelle la plus chargée exerçant, à profondeur égale, une contrainte supérieure à celle moins chargée ; or, l'application d'une pression sur un sol donné provoque le resserrement des grains qui le constituent, ce qui se traduit par son tassement : les deux semelles risquent donc de subir des tassements différentiels et c'est la plus grande semelle, la plus chargée, qui risque de s'enfoncer le plus.

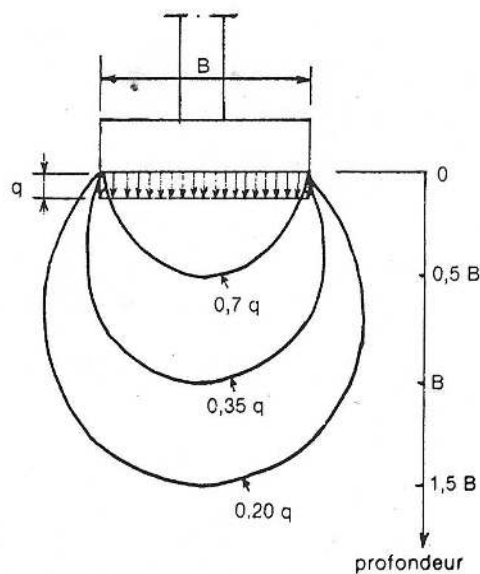


Fig.9 - Diagrammes de Boussinesq

Si le terrain est homogène et correctement portant sur une profondeur suffisante, les tassements différentiels seront alors peu probables, quelle que soit la structure (fig. 11) : si, par contre, le terrain comporte en surface une couche résistante mais relativement mince, située au dessus d'une couche plus compressible (argile molle, tourbe, etc.) la semelle fortement chargée va solliciter la couche molle, alors que la semelle moins chargée pourra ne solliciter que la couche résistante (fig. 12) : dans ce cas, les tassements seront forcément différentiels, et des désordres seront inévitables, si la structure n'a pas tenu compte de ce risque.

Autre conséquence mise en évidence par les équations de Boussinesq, la zone d'influence des charges d'une fondation isolée est beaucoup moins importante que celles qui résultent de l'interaction des charges de plusieurs fondations rapprochées (fig. 13).

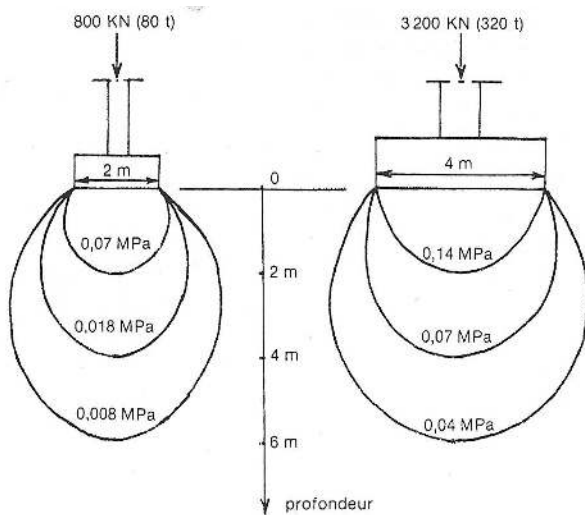


Fig.10 - Influence de la dimension de la semelle

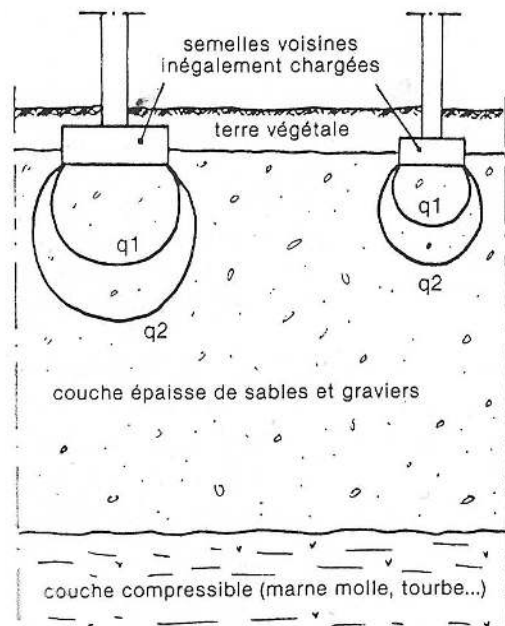


Fig.11 - Tassement différentiel peu probable

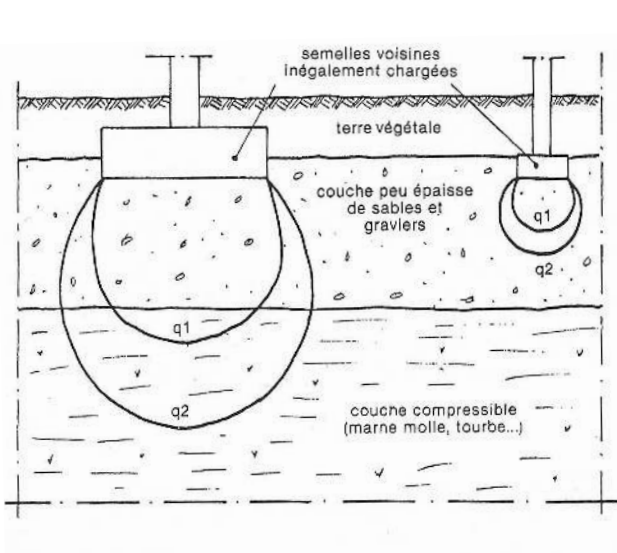


Fig.12 - Tassement différentiel certain

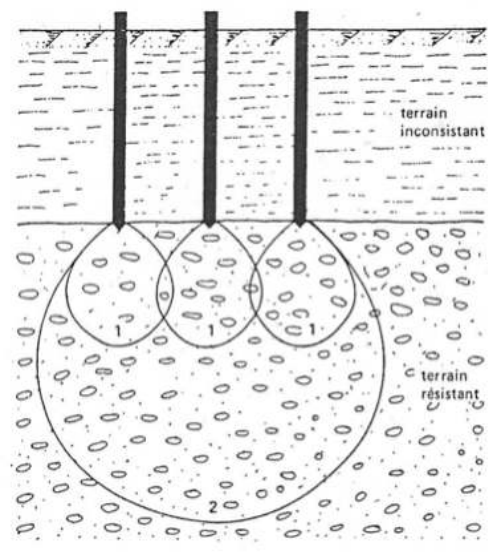


Fig.13 Influence du groupement de fondations

Fondations superficielles

Il y a des terrains particulièrement incompressibles en surface, pour lesquelles aucun ouvrage particulier de fondation n'est nécessaire : sur des massif rocheux, aucune fondation n'est nécessaire, ni sous les murs périphériques ni sous les éventuelles colonnes isolées, et quel que soit le nombre de niveaux des constructions ; c'est le cas par exemple du village citadelle d'Oppède le Vieux, dans le Luberon (fig. 14) : sur ce massif calcaire, les pierres calcaires des maçonneries, extraites du même terrain, reposent directement sur le rocher. Autre exemple : les murailles de terre crue des Ksour marocains (fig. 15) n'ont nul besoin de fondations pour reposer sur le sol des ergs

Dans le cas de sols moins résistants, et notamment dans le cas de charges plus importantes, des dispositifs élargissant la surface de répartition sont nécessaires, afin de baisser la pression de contact sur le sol.



Fig.15 Murs de terre d'un ksar marocain sur le reg

Fig.14 Oppède-le-vieux (Luberon)

Formes sous dallages

C'est le rôle des « formes » de granulats concassés, (autrefois des pierres posées en *hérisson*), compactées sur le terrain sous les *dallages* de sols, intérieurs ou extérieurs. Noter que ces formes doivent être désolidarisés par des joints périphériques des fondations de murs et piliers de la construction, car leur tassement sera différent ; à ne pas confondre avec les *dalles basses portées* sur vide ou sur remblai coffrant, qui sont évidemment solidaires des murs et piliers qui les portent : dans le cas, du remblai coffrant la forme ne porte la dalle que durant le temps que sa prise soit effective (fig. 16).

Autrefois, et c'est encore le cas dans de nombreux bâtiments existants, les murs allaient en s'épaississant du haut vers le bas, les *épaississements* servant de repos aux planchers des niveaux et aux voûtes de cave, mais également à réduire la contrainte unitaire dans le mur et sur le sol (fig. 17) ; dans ces cas très courants dans nos régions jusqu'au milieu du 20^{ème} siècle, il n'y a pas à proprement parler de semelle, mais un élargissement progressif des murs, souvent vers l'intérieur des bâtiments.

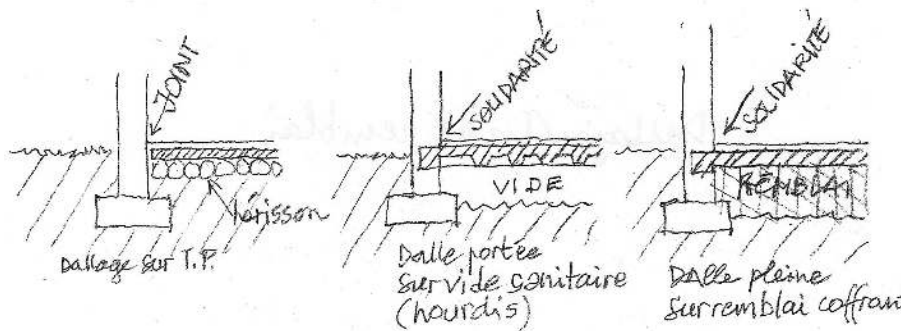


Fig.16 Forme sous dallage, dalles sur vide et sur remblai coffrant



Fig.17 Coupe sur façade Lilloise

Semelles de répartition

Autrefois, l'élargissement des fondations était obtenu par des débords progressif des murs ; aujourd'hui, on utilise des « *semelles de répartition* » en béton (fig. 18 & 19), débordant plus ou moins de l'emprise des organes verticaux de descentes de charge, et plus ou moins armées selon leur débord par rapport aux organes d'infrastructure : les semelles permettent d'une part de réduire la contrainte unitaire sur le sol, et d'autre part, de réduire l'épaisseur des murs d'infrastructure, et d'en réduire le poids propre des structures ; elles sont soit continues (sous les murs), soit isolées (sous les poteaux ou piliers) et souvent reliées entre elles et rigidifiées par des poutres (longrines) qui portent les maçonneries et sont liées aux chaînages verticaux de ces dernières et peuvent également porter les dalles des sol inférieurs.

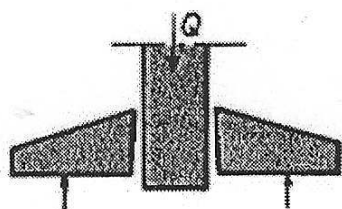
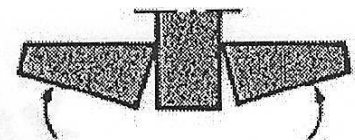


FIG. 50.
Effet du poinçonnement.
Translation verticale.



Rotation provoquée par le couple de valeur $R_1 \times d$

Fig.18 Semelles-Armatures

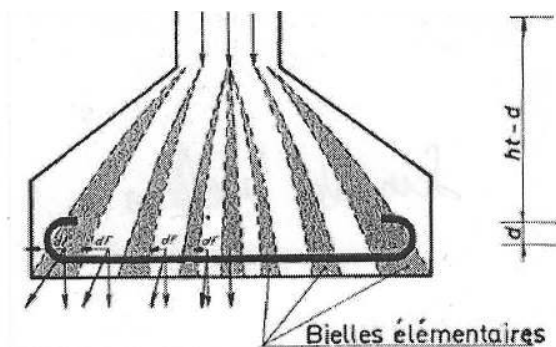


Fig.19 Semelles- Bielles de Répartition des pressions

Soutènement

Le cas des semelles sous les *murs de soutènement* (dénivelés, terrasses) est particulier, puisque le mur est alors soumis aux poussées du terrain et des eaux que celui-ci contient ; la liaison rigide entre le mur et la semelle assure sa résistance au basculement (fig. 20) ; pour faire baisser la pression de l'eau, on organise le drainage de l'eau que la terre contient et son évacuation par des *barbacanes* ou *chantepleurs*. On utilise également des dispositifs sollicitant le poids, *gabions* ou *terre armée* (fig. 21), ou encore la résistance à la flexion de profilés métalliques, *palplanches* encastrées dans le sol.

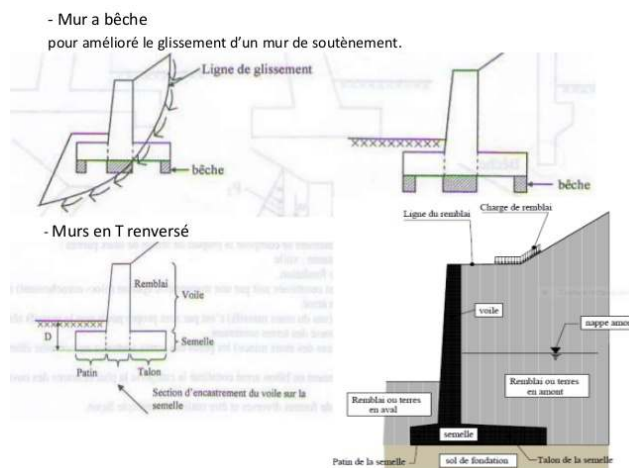


Fig.20 Murs et semelles de soutènements

Fig.21 Gabions de soutènements

Radiers

Lorsque la résistance du sol est plus faible et que les semelles s'avèreraient trop débordantes, on préfère la solution des *radiers* (fig. 22) qui constituent en quelque sorte une semelle unique sous tout le bâtiment, d'épaisseur constante ou nervurée. Cette solution doit être fortement armée et structurée pour assurer la répartition des charges et résister aux sous-pressions de la réaction d'appui du sol ; elle peut être utilisée si les charges appliquées au bâtiment sont régulièrement réparties et si le sol d'assise a une résistance régulière. Elle a par contre l'inconvénient de solliciter plus profondément le sous-sol du fait de sa grande surface (Cf. fig. 9).

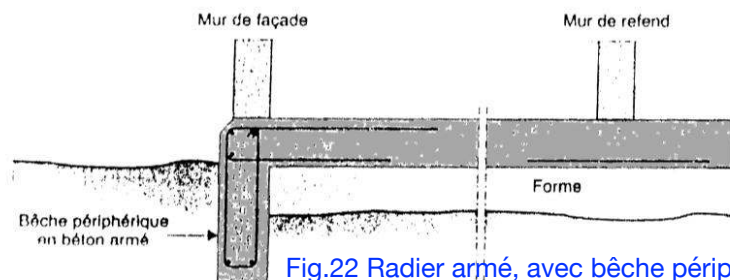


Fig.22 Radier armé, avec bêche périphérique

Amélioration de la résistance du sol

Si le sol est jugé insuffisamment portant, on peut utiliser une solution consistant à améliorer sa résistance, soit par substitution, soit par inclusion :

- *substitution* : cette technique consiste à remplacer purement et simplement la tranche de sol non utilisable par du matériau correct, compacté par couches successives ; elle tend à disparaître, au profit de la consolidation par inclusions, du fait de son coût de mise en œuvre.

•*consolidation du sol par inclusion* : c'est une très ancienne technique (fig. 23), consistant à « améliorer » les caractéristiques des terrains en augmentant leur compacité par l'inclusion régulière de matériaux denses : ainsi, les terrains d'assiette des églises et cathédrales bâtis dans des secteurs alluvionnaires ont été densifiés par l'inclusion de pieux de bois dense et ont pu supporter à la fois les charges verticales considérables reprises par les piliers, mais également les efforts horizontaux résultant des poussées de vent encaissées par les superstructures de pierre ou les charpentes. Cette technique est encore utilisée aujourd'hui, par l'inclusion dans le sol de matériaux de caractéristiques mécaniques élevées (exemple les *micro-pieux*).

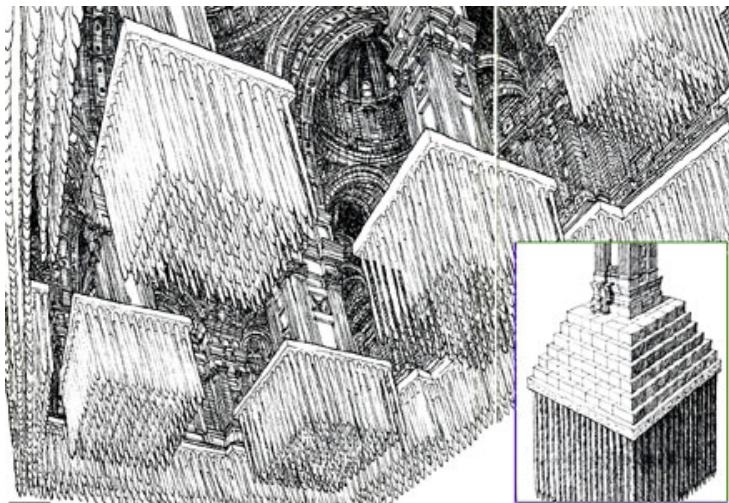


Fig. 23 Les pieux sous la cathédrale

Fondations semi-profondes

Ce type de fondation est efficace lorsque le terrain correctement portant sur lequel des semelles de répartition peuvent être utilisées est situé à une profondeur située entre 2,00 m et 4 m.

Puits

Prolonger vers le bas les murs porteurs périphériques ou intérieurs serait inutilement coûteux, d'autant que les sols inférieurs doivent être réalisés en dalles portées : on utilise alors la solution de creuser des *puits* (fig. 24) d'une profondeur suffisante pour atteindre la couche résistante, que l'on remplit de "gros béton", sur la surface desquels les semelles isolées nécessaires seront disposées, reliées entre elles par des longrines. Cette technique est aujourd'hui moins utilisée, le coût de main d'œuvre s'avérant trop élevé, au profit de la technique des *micro-pieux*.

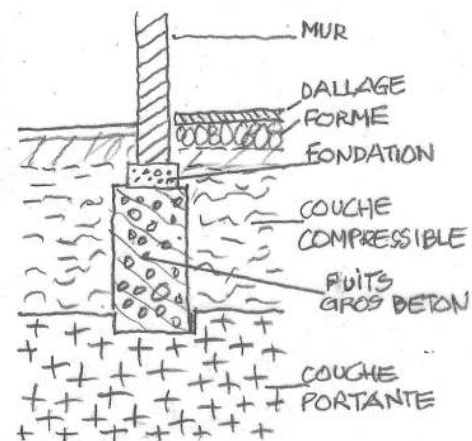


Fig. 24 Coupe sur puits de fondations

Micro-pieux

Ce sont des forages tubulaires de $\varnothing 25$ environ avec armature intérieure, forés dans le sol et remplis de béton, ancré par le frottement latéral et l'appui vertical en « pointe », parfois tubés en acier ; la technique est également utilisée dans le cadre de travaux réparatoires de désordres de tassement de fondations superficielles.

Evidemment, si dans cette configuration de terrain le programme de la construction utilise un ou plusieurs niveaux d'infrastructure, l'ensemble peut alors être posé « superficiellement » au dessus des couches inférieures semi profondes.

Fondations profondes

Les fondations sont dites *profondes* lorsqu'elles sollicitent des couches trop profondes pour utiliser des puits, mais utilisent la capacité démontrée maintes fois de poteaux fichés dans le sol (les *pilots* des constructions sur *pilotis*) de résister à l'enfoncement.

Pieux

Les *pieux* (fig. 25) utilisent soit la résistance des parois à l'enfoncement (on les dit alors « *flottants* »), soit la portance sur la pointe (en descendant jusqu'à atteindre les couches compressibles), soit les deux ; d'une part, ils permettent de fonder des constructions particulièrement pesantes, et d'autre part, ils permettent aux immeubles hauts de résister aux pressions latérales du vent sur leurs parois. Au-delà d'une certaine profondeur critique, la résistance en pointe sous la base de la fondation n'augmente plus, et la longueur du pieu devient alors le critère déterminant de son dimensionnement.

Les pieux modernes sont généralement réalisés en béton, de section cylindrique, isolés ou jumelés sous une tête commune, mais également rectangulaires (*les barrettes*). Leurs techniques de réalisation ont évolué : les pieux battus (enfoncés par un « mouton » jusqu'au « refus ») ont disparu, à cause des vibrations dangereuses en milieu urbain et du fait des risques à l'interprétation du « refus » ; ils sont aujourd'hui remplacés par des pieux à *tarières creuses* ou *vissés-moulés* (fig. 26) plus intéressants car n'extrayant aucune terre lors du creusement. Ces deux systèmes doivent être utilisés avec précaution à proximité des fondations ou infrastructures existantes, par rapport auxquels une distance de 3 diamètres doit être respectée.

Les infrastructures des bâtiments reposent sur la tête armée des pieux auxquelles elles sont fixées par leurs armatures. Lorsque les terrains traversés n'opposent qu'une trop faible résistance à la flexion latérale du pieu sous flambement, ou si des forces horizontales les parcourent (eau, poussées de terrain ou d'autres fondations), les pieux doivent être armés comme des poteaux pour résister à leurs déformations.

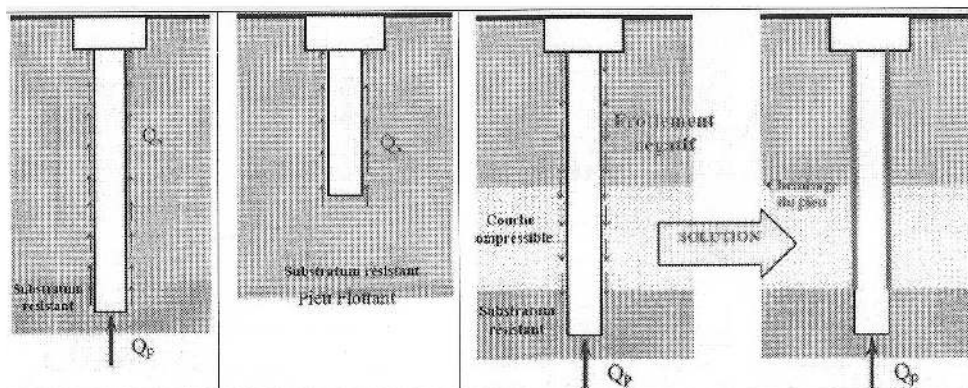
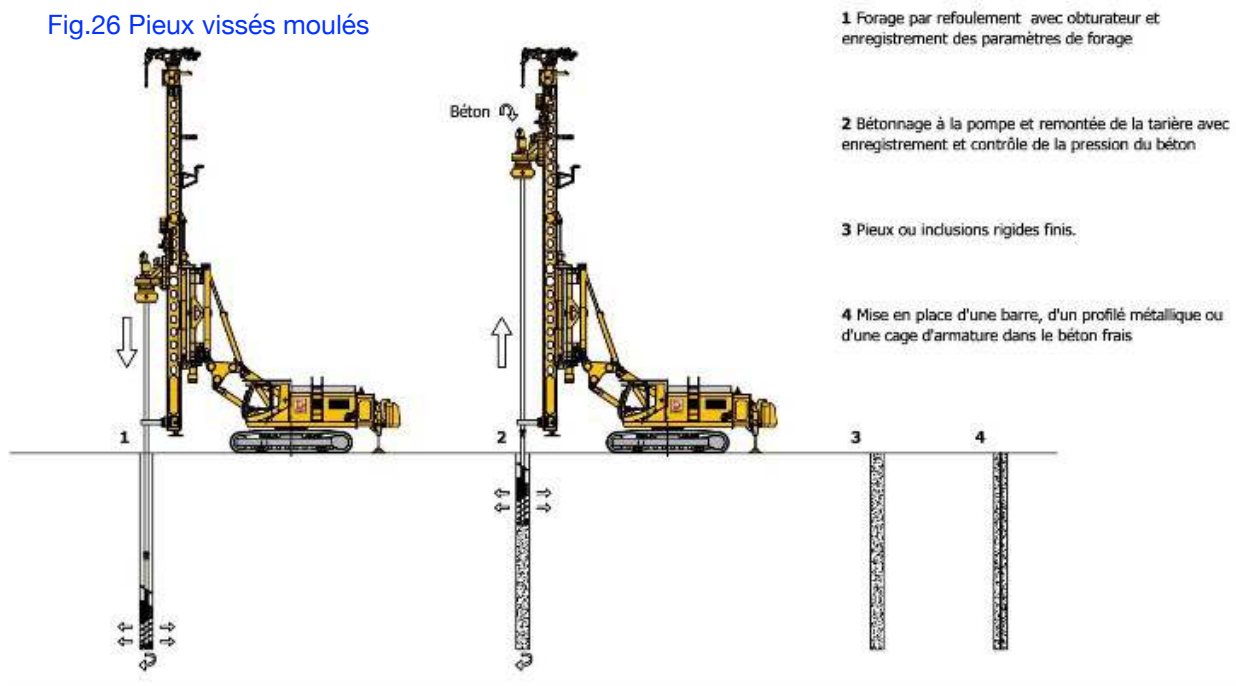


Fig. 25 Pieux en pointe et flottant- Chemisage

Fig.26 Pieux vissés moulés



Parois moulées

Les *parois moulées* (fig. 27) sont essentiellement utilisées pour la réalisation de fouilles profondes dans des terrains urbains enclavés, qui permettent l'installation de volumes utiles en sous-sols, surtout lorsqu'ils se situent sous le niveau du toit de nappes d'eau souterraine.

Le sol est foré par passes alternées jusqu'à la profondeur requise, au moyen de *benne* ou *fraises hydrauliques* (fig. 28), les cavités étant remplies au fur et à mesure du forage par de la *bentonite*, une boue thixotropique de suspension colloïdale. Le forage terminé, la boue est ensuite remplacée par du béton coulé autour des cages d'armature. Une fois que les éléments de paroi sont coulés, ils constituent une barrière assez étanche aux poussées externes des terres et surtout de l'eau.

Les terres situées à l'intérieur des parois peuvent alors être extraites, à condition toutefois de maintenir les parois soumises aux poussées des terres et de l'eau extérieures au fur et à mesure du creusement, par des structures de câbles tendus disposées à l'extérieur - *les tirants* (fig. 29), ou par des structures comprimées entre les éléments de paroi par l'intérieur, *les butons* (fig. 30).



Une fois les terres intégralement extraites, la réalisation des ouvrages de structure à l'intérieur du volume permet de maintenir les parois, et, au fur et à mesure de leur réalisation, de désactiver les tirants extérieurs ou d'enlever les butons encombrants. Les parois moulées servent alors également de fondations porteuses des structures des sous-sols du bâtiment.

Fig.27 Paroi moulée; vue des têtes de tirants à droite



Fig.28 Benne hydraulique

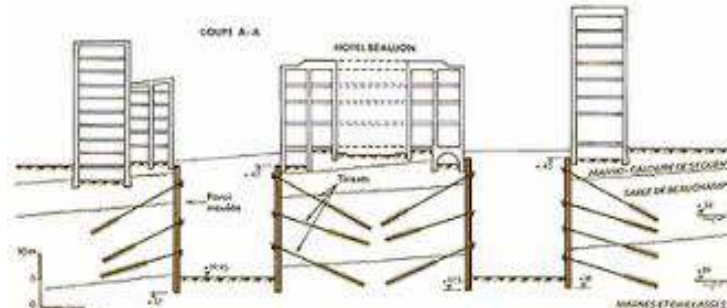


Fig.29 Ensemble parois et tirants

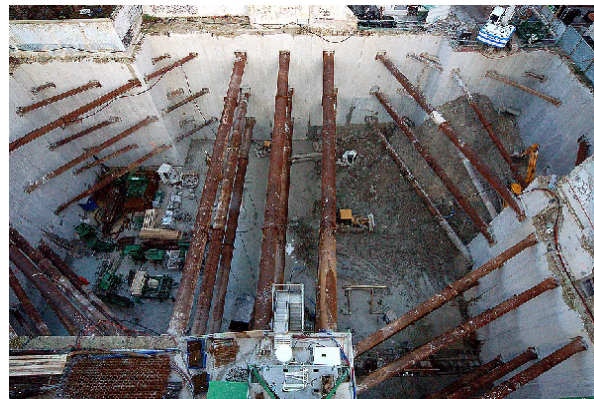


Fig.30 Butons provisoires

3-LES DESORDRES :

Les désordres dans les affaires de fondations sont les conséquences de défauts progressifs ou soudains :

- soit des matériaux du sous-sol constituant directement l'assise des fondations (ex. remblais récents non stabilisés, etc.) ou de couches plus profondes. (ex : effondrements dans les régions de mines ou de carrières, etc.).
- soit de défauts dans les fondations elles-mêmes ;

Dans les deux cas, les structures supportées par les fondations sont touchées et subissent des désordres dont l'importance à court ou moyen terme dépend d'une part de la gravité des défauts, de la marge de sécurité prise dans la réalisation des organes de fondations, de la généralisation des désordres et du type de structure du bâtiment, laquelle selon les cas les « amortit » ou non, plus ou moins durablement.

Influence du type de structure

Les constructions de maçonneries traditionnelles dont les fondations sont défailantes vont être progressivement atteintes par éléments et leur écroulement, qui peut être progressif dépendra de la constitution de la structure.

Constructions traditionnelles

•la construction traditionnelle, qui concerne la grande majorité des constructions des maisons ou des petits immeubles construits jusqu'au début du 20^{ème} siècle, constituées de murs de maçonneries périphériques et de refend, portant des ouvrages de charpenteries et fondées sur des épanouissements continus des murs, vont, en cas de défaillance au niveau des fondations, souffrir dans toutes leurs parties par descelllement, fissuration ou écrasement des maçonneries ; d'une part directement là où elles ne sont plus soutenues, et, d'autre part indirectement, là où, du fait d'un défaut localisé, les murs transmettent petit à petit une charge plus forte, qui peut ne plus être supportée : dans ces conditions, le défaut localisé sous une fondation peut être « amorti » longtemps avant de provoquer une vraie rupture, par la nature même de la maçonnerie, notamment celle réalisée en petits éléments comme la brique, qui, par *effet de voûte* (fig. 31) peut pallier ce type de défaut s'il est localisé.

•par contre, la même maçonnerie ne pourra pas pallier le défaut s'il se produit à une extrémité du mur, sous un pilier isolé, etc. (fig. 32)• les autres parties de structures de ce type de construction, essentiellement des pièces de bois insérées dans les maçonneries, ont également

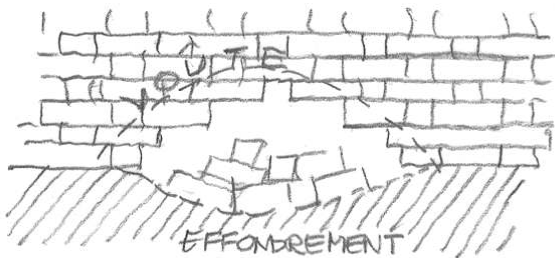


Fig.31-Résistance à l'éroulement par effet de voute

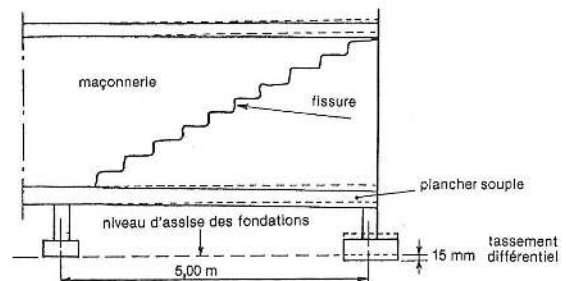


Fig.32-Tassement en extrêmité du mur: fracture

la capacité de se déformer avant de rompre, grâce à la souplesse des éléments et de leurs liaisons aux maçonneries. Le constat sera souvent le même pour des constructions de bois modernes, fondées sur des maçonneries.

Structures récentes

Les structures des constructions plus modernes utilisant le béton armé (ou l'acier) ont un comportement différent :

•du fait des liaisons multiples que constituent les nappes d'armatures qui les parcourent et des continuités structurales, horizontales et verticales, un défaut localisé sur une fondation provoquera la souffrance des organes, mais pourra être encaissé grâce à ces liaisons et continuités, même en extrémité su bâtiment.

•par contre, si le défaut intéresse une grande partie de l'immeuble, celui-ci peut s'incliner d'un seul bloc jusqu'à se coucher au sol (fig. 33).



Fig.33-Shanghai-Eroulement d'un bloc R+10 par suite de la rupture de pieux

Typologie des désordres, selon les causes

Absence ou insuffisance de reconnaissance de sol.

Depuis un certain nombre d'années, les maîtres d'ouvrage professionnels, sont alertés sur l'importance des reconnaissances de sol préalables (nombre, profondeur) et sont devenus prudents, ainsi que leurs concepteurs, bureaux de contrôle, entreprises, assureurs, etc.

Par contre, beaucoup d'opérations de petite taille (type maison individuelle neuve ou rénovée) sont menées par des opérateurs inconscients des difficultés, qui réduisent cette dépense, s'ils n'en font pas même l'économie. Les maîtres d'œuvre embarqués dans ce type de contexte, pourtant alertés par les organisations professionnelles et les assureurs mais craignant d'être débarqués s'ils réclament ces études, oublient que la caractéristique la plus commune des terrains urbains ou suburbains est leur hétérogénéité ! Même constat et mêmes causes pour les artisans ou « ensembliers » de ces types de marchés.

Ces faits problématiques sont encore plus fréquents s'agissant de la reconnaissance des fondations des constructions existantes, soit auxquelles une extension est rajoutée, soit contre lesquelles une nouvelle construction est prévue, soit lors de travaux de surélévation ou d'approfondissements.

Si les effondrements miniers en Nord Pas-de-Calais ne donnent plus aujourd'hui lieu à des expertises pour les membres du collège, des expertises concernent des dégradations des carrières dont Jean-Marie Huin ou Alain Alexandre vous ont parlé. La présence ou la dégradation des restes de canaux, remparts, fortification ou galeries est également une source fréquente de désordres.

Les classements de la région en zone sismique faible ou modérée n'ont pas, à notre connaissance, donné lieu à des expertises.

Inadaptation des ouvrages de fondations

Cela concerne :

- les fondations des ouvrages « neufs » mal adaptées au terrain, à la morphologie des bâtiments,
- les adaptations inopportunes de bâtiments existants, surélévations, extensions, etc., réalisées sans modifier les fondations,
- les travaux intempestifs de « réparations » de désordres.

Erreurs de dimensionnement

Ces erreurs sont généralement le fait de sociétés qui ne font pas réaliser d'études de sol ou font l'économie des études techniques de structure et de fondations.

Méconnaissance des propriétés des sols

Ignorance des principes fondamentaux :

- « des contraintes inégales sur un sol homogène produisent des tassements inégaux ; sous une même charge, des terrains de résistance inégale produisent des tassements inégaux » ;
- si on ne réalise pas dès l'origine de la construction la coupure nécessaire entre éléments différents (joint de tassement), cette coupure se fera inéluctablement, à plus ou moins brève échéance.

Ignorance des conditions de pression du sol selon les fondations (Cf. plus haut dans le texte les § sur les bulbes de pression et les figures 9 à 13) :

- principes de la répartition des pressions verticales sur le sol,

- influence de la dimension de la surface de pression au sol,
- Tassements différentiels sur les couches supérieures,
- Tassements différentiels sur les couches inférieures,
- influence de fondations groupées,
- non respect des distances d'écartement (pente 3/2 et $D > 3\phi$) des nouvelles fondations par rapport aux existantes (fig. 34 & 35), ou du soulèvement des existants par frottement négatif.

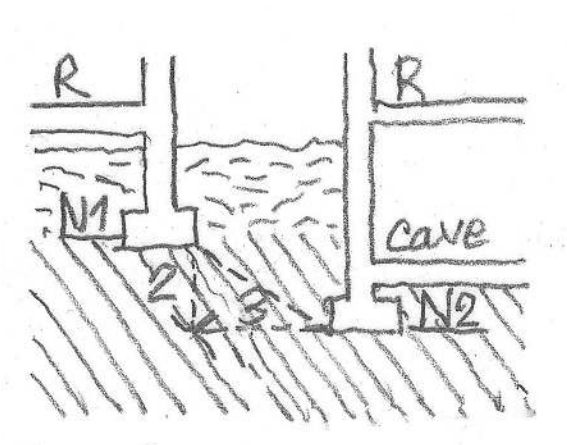


Fig.34-Distance $3L/2H$ entre fondations

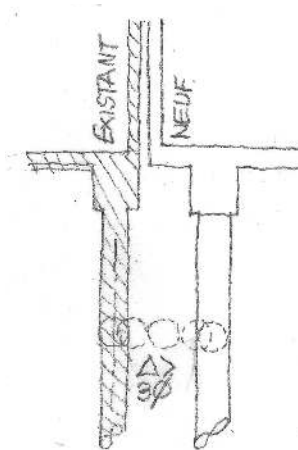
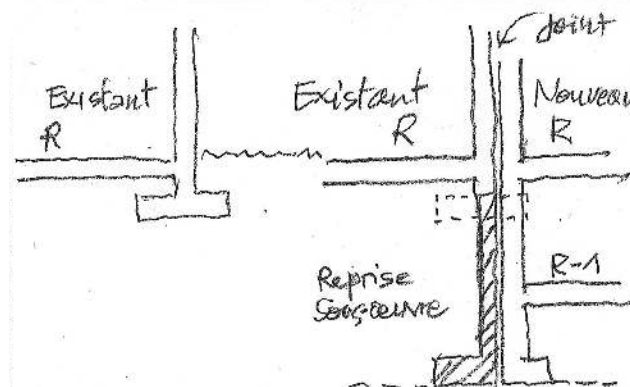


Fig.35-Distance supérieure à 3 diamètres entre fondations

- Ignorance des techniques et conditions de reprise en sous-œuvre (fig. 36).



Ruptures de l'équilibre charges/réaction du sol

L'équilibre entre charges et efforts transmis et réactions du sol, qui conditionne la stabilité du bâtiment tient tant que :

- les charges initiales ne sont pas modifiées,
- les conditions de la réaction du sol ne sont pas modifiées,
- ou le cumul des deux ;

Modifications des charges et surcharges

Les projets de rénovation, d'ajouts ou de changement d'affectation des espaces des bâtiments supposent souvent des modifications des charges et des surcharges d'exploitation appliquées aux fondations, des modifications des effets du vent, des rajouts de poussées obliques, etc. (fig. 37 & 38). Des désordres surviennent dans les fondations si celles-ci ne sont pas modifiées.

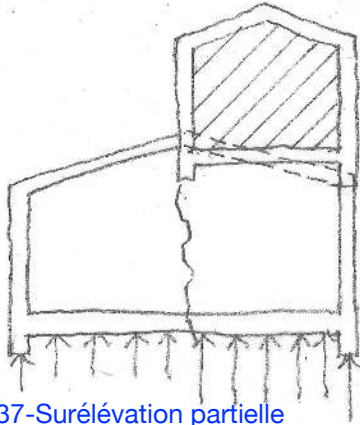


Fig.37-Surélévation partielle

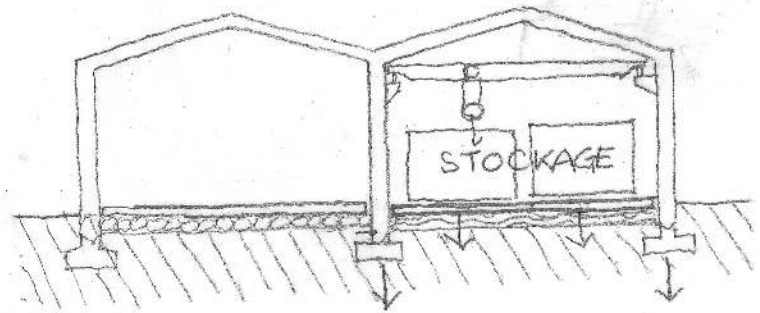


Fig.38-Modification de charges

Modifications de la réaction du sous-sol

De nombreuses causes peuvent provoquer des modifications de la capacité de l'assise portante et être responsables de désordres dans les fondations et, par suite, dans les superstructures ; parmi les plus courantes :

- la variation de volume, notamment par l'apport d'eaux météoriques ou telluriques, dans des matériaux sensibles comme l'argile ; le retrait des mêmes matériaux par suppression de l'eau et fuite des fines du terrain, en périodes de sécheresses (fig. 39), par la proximité excessive d'arbres avides d'eau (fig. 40), ou par rabattement naturel ou artificiel de nappes ;

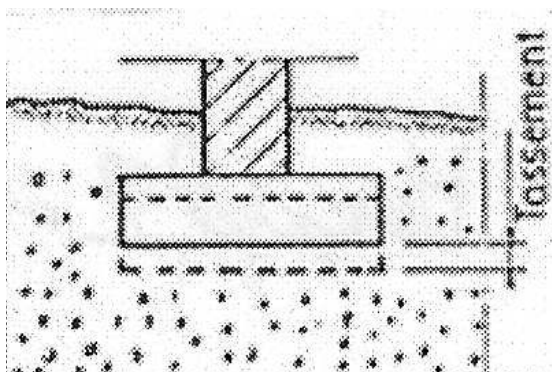


Fig.39-Effet de l'assèchement

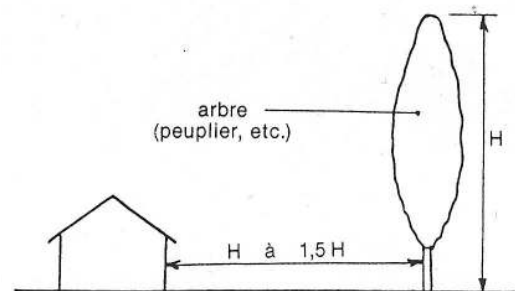


Fig.40-Distance / arbre avide d'eau

gonflement et dégonflement des matériaux de fondations non situées hors-gel, par l'action du gel et du dégel (fig. 41) ;

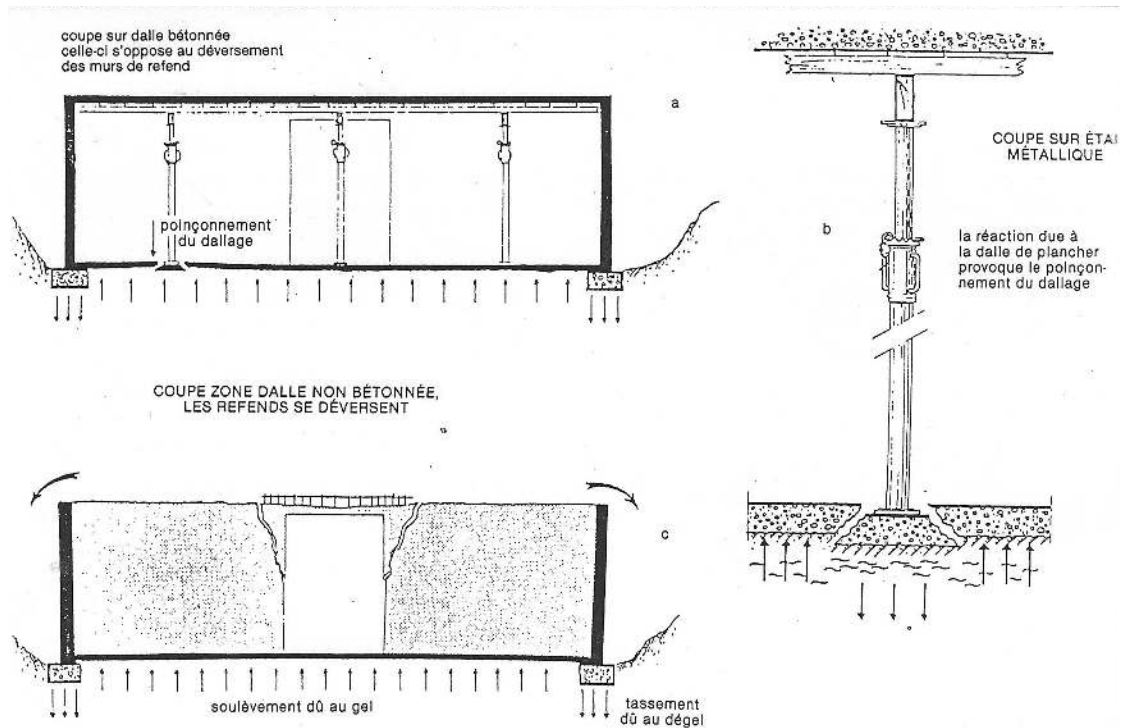


Fig.41-Remblais rajoutés sur des terrains compressibles

- Les interventions intempestives et malheureusement fréquentes destinées à réparer des désordres faisant suite à des problèmes dans les fondations, si elles ne sont que partielles et contribuent alors à créer des nouveaux déséquilibres dans les structures, soit par des tassements, soit par des points durs ;

- chargements ou déchargement du sol aux environs immédiats d'une construction existante, entraînant le tassement ou la décompression des couches portantes, ou celui de couches inférieures compressibles, ainsi que des désordres sur les fondations voisines (fig. 42 & 43) ;

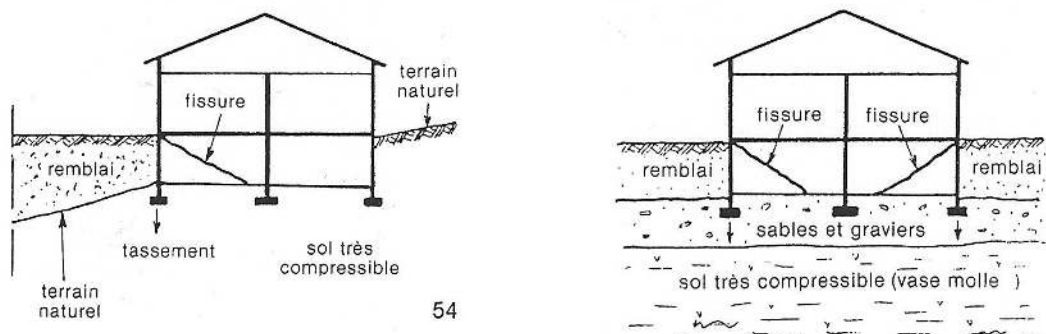


Fig.42-Remblais rajoutés sur des terrains compressibles

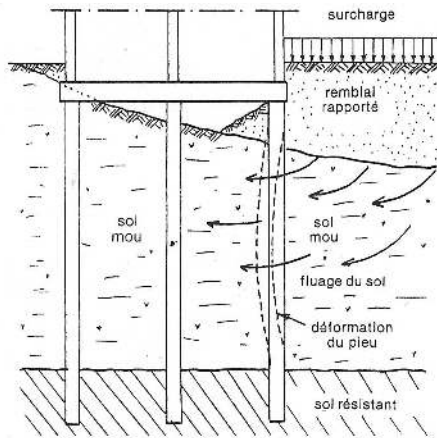


Fig.43-Flexion de pieux par chargement de sol

- dégradations des organes des fondations par le milieu qui les enrobe (pieux de bois, organes de béton, de métal, mortiers des maçonneries) ;
- affouillements sans précaution du sol à proximité de fondations, entraînant le glissement des couches chargées (fig. 44 & 45) ;

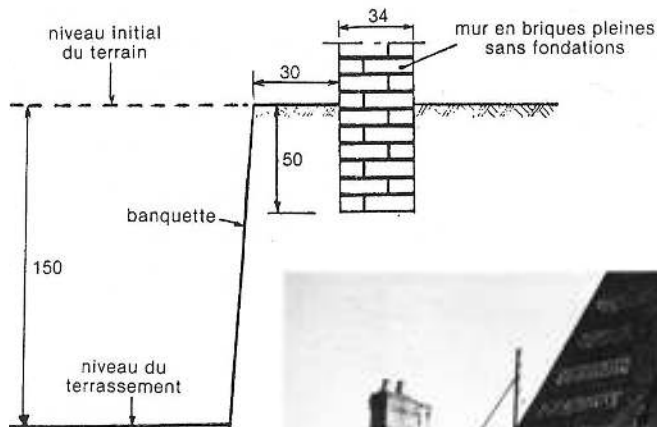


Fig.44 et 45- Affouillement le long du pignon: le sol puis le pignon s'effondrent

Cas particulier: La tour Mercure à Tourcoing Pierre ORINS, architecte, expert-conseil

« QUAND LE MERCURE DESCEND »

*En préambule, je souhaite préciser quelques points. En effet, lorsque le Collège s'est penché sur le sujet à choisir pour thème de ce colloque des fondations vaste sujet j'ai tout de suite pensé à un immeuble que le cabinet dans lequel j'exerçais avait été confronté, et ai mis dans le panier la proposition de parler de cette expérience. Toutefois j'ai été confronté à une recherche de documents d'archives. Or cette affaire remonte aux années 1970, et je remercie notamment Monsieur CORMENIER de la M.A.F, qui a pu me transmettre quelques documents pour revivre les épisodes et évolution de ce dossier. Toutefois je n'ai pu fournir de documents graphiques ou photographiques directement liés à cette époque des désordres pour accompagner ce texte.
Je vous propose donc maintenant de nous consacrer à ce dossier.*

1-HISTORIQUE



En février 1972, la Chambre de Commerce et d'Industrie de LILLE-ROUBAIX-TOURCOING a obtenu l'autorisation de créer, dans une zone limitrophe de ROUBAIX-TOURCOING, un ensemble de bureaux, dit « CENTRE TERTIAIRE », destiné à y regrouper des activités régionales décentralisées. Cette opération, qui prendra ensuite le nom de « MERCURE » le 20 juillet 1973, et sera déclarée d'utilité publique le 17 août 1973.

Entre temps, la Chambre de Commerce a :

- *missionné la SODETEG le 17 février 72 pour des études préliminaires sur le projet, qui a établi un rapport, en septembre 1972, portant sur la possibilité de réaliser deux immeubles juxtaposés de 4 et 8 étages sur rez-de-chaussée.
- *organisé un concours, en novembre 1972, sur appel d'offres auprès d'architectes dans la perspective d'assurer la maîtrise d'oeuvre de l'opération conjointement avec la SODETEG.
- *dans le même temps, a fait procéder, avec le concours technique de la SODETEG, à des sondages sur le terrain, analysés par le B.R.G.M, lequel a communiqué ses avis, dans un rapport du 11 décembre 1972, qui a été transmis aux concurrents en vue de la préparation des offres.

étant précisé qu'il convenait de dimensionner les fiches en conservant le critère « long terme », de l'argile saine des Flandres, et en négligeant le frottement des couches comprise entre l'arase supérieure du pieux et la tête de l'argile des Flandres.

*Que, dès le 1^{er} novembre 1975, l'expert JONQUEZ a analysé la méthode de calcul du B.R.G.M. comme « non appropriée », a estimé que l'enfoncement sous la charge était certain en raison d'une « surestimation du frottement latéral », et a conclu que la responsabilité du B.R.G.M. était lourdement engagée.

*Que selon l'expert VERRIER, le B.R.G.M. a :

- 1-vérifié lors du forage des pieux que la coupe des sols était bonne.
- 2-suivi pour partie l'évolution du chantier dès son origine et était de ce fait en parfaite connaissance des méthodes employées par la Société SADE pour exécuter les pieux forés.
- 3- souligné le fait que le chargement des pieux se fasse en 16 à 18 mois, ce qui n'implique pas pour autant un calcul à long terme, étant précisé qu'en raison de l'importance du massif d'argile influencé par les fondations spéciales, il était probable que la consolidation ne serait pas terminée dans le délai indiqué.

*Que selon le même expert, la méthode préconisée par le B.R.G.M. était :

- Inhabituelle (le calcul s'opérant presque toujours à court terme alors que le B.R.G.M. n'a fait état que de deux essais à long terme et qui plus est, n'a jamais produit de note de calcul à court terme.
- Injustifiée (la consolidation du massif argileux n'étant pas étudiée).
- Imprudente (en raison de la diminution du coefficient de sécurité et de l'absence de précision sur l'exécution des pieux, par exemple en indiquant un quelconque grattage des parois pour améliorer le frottement latéral).

*Qu'au travers des nouvelles notes de calcul établies par le B.R.G.M. les 6 et 11 juin 1976, l'expert VERRIER estime :

- « extrêmement imprudent » le comportement du B.R.G.M. consistant à retenir des caractéristiques de l'argile résultant d'une expérience locale.
- « d'autant plus curieux » l'attitude du B.R.G.M. consistant à changer d'hypothèse en prenant en compte le frottement latéral sur toute la hauteur du pieu moins 2 m alors que le chantier tournait depuis 1 mois.
- « assez grave » que le B.R.G.M. en soit encore à ce moment à la recherche d'une méthode de calcul justificative pour la force portante de pieux déjà exécutés.
- « erronées » les caractéristiques du sol prises en compte dans les limons.
- également imprudent de justifier un calcul de pieux avec des valeurs supérieures sans s'assurer de la qualité de exécution et sans demander un essai de chargement préalable sur le site.

*Qu'en définitive, l'expert VERRIER, après avoir stigmatisé les documents établis par le B.R.G.M. comme contenant de nombreux tâtonnements, erreurs fondamentales et négligences venant « indiscutablement » à l'origine du sous-dimensionnement des pieux, conclut que ce Service Géologique National n'a jamais cherché à tenir compte de la méthode d'exécution pour justifier les fiches de pieux et a maintenu ses calculs erronés alors qu'il avait une parfaite connaissance de la situation.

L'expert avait rappelé, au début de ses opérations, que la mécanique des sols n'était pas de sa compétence et qu'il s'est adjoint deux sapiteurs :

- M. LACOMBE, Directeur technique de COIGNET, mais au titre de Professeur de Construction à CENTRALE,
- Le Cabinet MENARD comme mécanicien des sols.

Il rappellera également que l'aile du Bâtiment B présentait un danger d'effondrement et qu'il s'est attaché tout particulièrement en premier lieu à renforcer les fondations de cette aile :

- 60% des charges ont été reprises par des artifices de profil IPN de 1 000, portés par des pieux extérieurs au bâtiment.

Il conclura que l'aile B semble stabilisée, mais que les autres semblent amorcer des tassements.

2-LES PROPOSITIONS pour une réponse définitive à la sauvegarde de l'immeuble.

Trois entreprises ont fait des propositions :

-Société F.F.F.

Pour réalisation de pieux statiques MEGA, foncés en développant une charge double de la charge d'utilisation, soit 130 tonnes.

Coût : 3 680 0000 frs

-Société SOLETANCHE

Pour exécution de pieux aiguilles avec tubes extérieurs et forés par rotation.

Coût 2 959 800 frs

-Société FONDEDILE

Par mise en place de pieux « pali-radice ».

Coût 2 978 000 frs

Les 3 propositions sont difficilement comparables car à ces chiffres doivent s'ajouter les travaux d'adaptation nécessaires entre les têtes des nouveaux pieux et les longrines existantes.

Comment le terrain est-il utilisé?

a) sur la profondeur :

SOLETANCHE descend à une profondeur moyenne de 26,40 m

FONDEDILE descend à une profondeur moyenne de 28,40 m

Il y a lieu de noter qu'il s'est avéré que la pression de rupture a été de 6 tonnes au m² sur les pieux de 130 en place.

b) Le diamètre final des tubes est identique sur les 2 solutions retenues, soit 0,18 m.

Il est convenu que le Cabinet MENARD arrêterait des hypothèses de calcul et que ces hypothèses seraient soumises aux deux entreprises afin qu'elles puissent remettre des offres cohérentes.

L'infrastructure

Le problème de l'infrastructure est abordé et les représentants de l'entreprise COIGNET font remarquer qu'ils sont disposés à remonter les 15 étages affaissés de l'ordre de 4 à 5 cm. Ils ont les moyens de soulever 16 000 tonnes.

Une solution plus simple est recherchée et on demandera aux architectes de rattraper les niveaux.

Visite de chantier

L'aile B présente des brancards en I.P.N. de 1000 soutenus par des réseaux de pieux extérieurs.

Les tassements des niveaux sont de différentes importances et dans les étages, on pourra constater des fissures dans les poutres, en sous face et aux appuis.

Les poutres et allèges circulaires sont fissurées, parfois de plusieurs cm et la déformation générale de l'aile B s'est faite en parallélogramme.

Dans les sous-sols, les désordres beaucoup plus sévères et affectent des murs périphériques, des poutres et d'une façon générale la structure portante.

Pour conclure sur ces désordres, les dénivellations excessives touchent essentiellement la zone B, et se traduisent par une série de fissurations systématiques dans les planchers et aux attaches des poutres sur poteaux et voiles.

Ces désordres sont maximaux dans les sous-sols.

Les tassements les plus importants se sont manifestés au droit des pieux de diamètre 130 qui supportent les charges les plus importantes.

Diagramme des tassements

L'aile B est tassée de 185 mm.

Actuellement la ligne de tassement depuis le 13 août est linéaire, très légèrement inclinée.

Pour l'aile C, opposée à l'aile B, il a été constaté une augmentation des tassements après un palier constaté pendant la 2^{ème} quinzaine du mois d'août.

Les tassements au jour de la visite étaient de 114 mm.

Pour les ailes A et D, les tassements semblent linéaires, mais on note 93 mm pour l'aile A et 75 mm pour l'aile D.

Dans l'état des observations, on peut penser que B est stabilisé, que C présente encore un risque. Il y a lieu d'intervenir au plus vite pour limiter les enfoncements prévisibles.

Dispositions prises

A la date du 03 octobre 1975, l'Expert Judiciaire avait convoqué les entreprises et les Experts :

Les Experts représentés par :

*M. LACOMBE assisté de M. BOUCHARD Ingénieur Entr. COIGNET

*M. LEBLANC et M. GAMBIN du Cabinet MENARD.

Le but de la réunion était double :

*S'informer sur les techniques à mettre en oeuvre

*Confronter les spécialistes et constructeurs aux spécialistes des mécaniques de sol : MENARD et KERISEL.

L'Expert rappellera aux entreprises interrogées les nombreux problèmes actuels connus dans ce sinistre et ses différents aspects techniques, financiers, d'exploitation ... etc.

Deux entreprises ont été interrogées par M. MENARD :

*SOLETANCHE

*FONDEDILE

Interrogation de SODETEG :

*L'Expert Judiciaire a demandé à SODETEG d'envisager la solution de relevage et de nivellement de la super structure.

*La solution de relevage sera étudiée avec l'Entreprise COIGNET, alors que la solution des nivellements successifs le sera avec les Architectes.

En conclusion de cette réunion, sont retenu :

*La solution SOLETANCHE semble être plus facile pour reprendre les charges en sous-œuvre, la solution FONDEDILE nécessitant des pieux plus nombreux et présentant des difficultés pour la mise en charge nécessaire des pieux avant chargement définitif.

*Au sujet de la reprise de la super-structure, il semble qu'il y ait lieu de s'orienter vers les solutions simples qui consistent à reniveler les sous-sols et à laisser les structures en place.
*Il semble que déjà COIGNET fasse des réserves sur l'état actuel de la structure étant donné les déformées qui ont été constatées.

Une nouvelle réunion s'est tenue le 13 octobre 1975.

Avis du Cabinet MENARD sur la proposition FONDEDILE

Sur le plan technique, le cabinet MENARD n'a pas d'observations à formuler si ce n'est qu'il importe que le tube métallique soit enrobé dans la partie supérieure pour éviter toute corrosion et ainsi assurer une bonne adhérence.

L'exécution satisfait le Cabinet MENARD.

Les notes de calcul sont conformes aux hypothèses données.

Le taux de béton de 80 bars à la partie supérieure est accepté.

Avis de Monsieur LACOMBE.

M. LACOMBE fait remarquer que les pieux inclinés ne sont pas souhaitables, car ils risquent de détériorer les pieux existants.

Par ailleurs, il conteste l'effet de groupe.

Il préfère la solution SOLETANCHE qui laisse le tube en place et d'une façon générale considère que les pieux SOLETANCHE offrant des charges portantes supérieures (94 t en charge maximale pour les pieux de 33 m) sont préférables à plusieurs titres :

- au sujet de ces travaux de basses œuvres,
- au sujet des délais.

Les problèmes de tassement sont abordés légèrement et si l'on considère qu'un pieu FONDEDIL doit tasser de 20 mm, le pieu SOLETANCHE devrait tasser de 30 mm.

Afin de limiter ces tassements sous charge permanente, M. LACOMBE et l'Expert acceptent le bien-fondé de mettre en charge les pieux par vérins plats.

Pour ce qui est du noyau central, M. LACOMBE fait remarquer que les accès ne seront possibles que par l'extérieur ou par le couloir central.

Il est débattu des longrines en béton pré-contraint qui seront réalisées sur les pieux et les « brancards » à effectuer sous les cages d'escaliers.

Plusieurs techniques de pré-contraintes sont évoquées.

La technique des vérins plats est exposée par M. BOUCHARD.

Débat sur l'aile B:

L'Expert avait demandé au Maître d'œuvre de faire une étude sur la recevabilité de l'aile B.

Pour ce qui est de l'étude de SODETEG, il apparaît que pour la recevabilité de la planéité des planchers, qui varie de 1,5 à 5 pour 1000, on puisse admettre cette tolérance, qui bien que non normalisée est acceptable.

La SODETEG évoque les surcharges qu'il y aurait lieu de mettre en œuvre pour rattraper les horizontalités.

Le problème des allèges est abordé, et il semble que la SODETEG trouve des difficultés pour remettre en état les allèges, bas des murs rideaux.

La SODETEG souhaite mettre hors d'eau rapidement après travaux confortatifs, afin de ne pas freiner l'avancement des travaux.

SODETEG confirme par ailleurs que l'étanchéité des murs rideaux ne posera pas de problèmes.

L'Architecte WILLERVAL constate que d'après les derniers relevés qui ont été exécutés le 22 septembre par le géomètre, les pentes pourraient être envisagées suivant deux hypothèses :

*1^{er} hypothèse :

Recharge des planchers qui comportent une flèche de l'ordre de 2 à 5mm.

Le poids de ces chapes aura une incidence sur les travaux de confortation.

On laissera une rampe dans le sas et il y aura lieu de recharger les allèges à la partie basse des murs rideaux.

En conclusion, WILLERVAL propose :

- soit la solution de rapporter une chape sur l'ensemble de la surface (épaisseur relativement importante),
- soit de rapporter une chape avec des cloisonnements, ce qui aurait l'avantage de réaliser une chape moins importante.

*2^{eme} hypothèse :

L'Architecte maintient le bâtiment dans son état actuel, les pentes n'étant pas sensibles à l'œil et il conclut que, eu égard aux normes actuelles les étages en zone B peuvent rester en l'état.

L'Expert Judiciaire fait remarquer qu'il importe que le Maître d'Ouvrage donne son point de vue sur la position des Maître d'œuvre.

M. LACOMBE interviendra pour demander également quel est l'avis du C.E.P. et pour développer son point de vue sur la sécurité.

A ses yeux, la superstructure est en cause et des poteaux sont probablement surchargés par suite du report de charges de poteaux sur des pieux affaiblis.

C'est à ce niveau que doit intervenir le relevage du bâtiment, relevage qui sera plutôt remplacé par le mot « pesage » afin de connaître les charges réelles par poteau.

Le débat s'installe sur les techniques modernes qui peuvent exister pour apprécier les contraintes dans les poteaux : seul, le vérin dans l'état actuel de la technique permet d'apprécier les charges portées.

Pesage

Le pesage sera réalisé en mettant en place deux groupes de vérins indépendants :

•groupe de vérins sous les cages d'escalier

•groupe de vérins sous les 8 poteaux principaux de la superstructure.

Il s'agit de vérins à vis de très forte capacité qui ont des écrous de sécurité et qui permettent le relevage mm par mm.

Il est bien évident que les travées extrêmes devront être plus soulevées que les travées proches du noyau.

Rapport de sol de la Société SOL-ESSAIS

L'Expert fait lecture du rapport de sol qu'il a reçu. Les chiffres annoncés sont énoncés et leur interprétation :

*résistance de pointe 24 bars à 16,25m

*résistance au frottement latéral :

- 0,7 t au m² à 2,50m
- 4,3 t au m² de 8 à 13m
- 5,6 t au m² de 18 à 27m

Cette interprétation semble plus pessimiste que celle du Cabinet MENARD.

Réunion technique du 4 novembre 1975:

Cette réunion était sensée conclure les points techniques de reprise et la prévision de l'enveloppe financière pour la réalisation de travaux.

Au niveau de la ou des procédures.

Ce désordre a généré plusieurs procédures, que je réduirai aux seules conclusions :

Il se déduit de ce qui précède que les fautes relevées à l'encontre de la SODETEG, du C.E.P. et des architectes forment un tout indivisible ayant contribué à la condamnation du B.R.G.M. et entraînant à l'égard de celui-ci leur responsabilité in solidum qu'il convient de fixer à 50%.

3-PAR CES MOTIFS LE TRIBUNAL,

Déclare hors de cause la SADE et COIGNET.

Dit que le B.R.G.M. devra payer à la Société LLOYD CONTINENTAL les sommes de :

- 1°) SEIZE MILLIONS CENT QUATRE VINGT DOUZE FRANCS SOIXANTE CINQ CENTIMES (16.180.892,65 Francs), augmentée des intérêts au taux légal à compte de la date des débours et capitalisés au delà d'une année pleine.
- 2°) CINQUANTE MILLE FRANCS (50.000 Francs) au titre de l'article 700 du Nouveau Code de Procédure Civile.

Dit que le B.R.G.M. sera garantie par les sociétés SODETEG, C.E.P. et les architectes Jean WILLERVAL, Jacques DEPELSENAIRE, Pierre THELOT à raison de 50% in solidum. Les parts des-dits co-obligés étant fixées à :

- 25% pour SODETEG
- 15% pour le C.E.P.
- 10% pour les architectes.



Commentaires juridiques de Maître Pierre VERLEY sur le cas de la Tour MERCURE à TOURCOING

Le jugement rendu par le Tribunal de Grande Instance (1984) est intéressant, parce qu'il montre de manière claire que plus on monte dans la hiérarchie dans les spécialités, plus la responsabilité est retenue par le tribunal. On voit que les entreprises SADE et COIGNET ont été mises hors de cause (alors que ce ne sont pas de petites entreprises). On s'aperçoit que les architectes ont pris 10% de responsabilité. Plus on monte dans les spécialités (études de sols et géotechnique), plus le pourcentage devient important (15% pour le C.E.P, 25% pour SODETEG, 50% pour le B.R.G.M).

Il y a un arrêt de la cour de cassation qui reprend bien cette hiérarchie:

Il dit que l'architecte ou le bet spécialisé, est, de par sa formation, plus spécialement compétent que l'entrepreneur en matière de consistance des sols. La cour de cassation vient dire ceci:

Ayant relevé que les désordres de la construction ont été attribués à un vice de sol, qu'il nuisait à sa solidité, et à sa destination normale, l'arrêt retient que l'architecte ne saurait d'autant moins se dégager de sa responsabilité, que la nature argileuse du terrain et l'emplacement du pavillon au point le plus bas ne pouvait lui échapper. L'entrepreneur, qui n'était pas spécialisé, n'avait fait que remplir ses obligations en acceptant de l'architecte présumé compétent des directives qui n'apparaissaient pas manifestement fautives et en exécutant son travail sans qu'il soit démontré qu'il ait transgressé les règles de l'art. Que de ces seuls motifs, qui ne sont ni dubitatifs, ni entachés de contradictions, la Cour d'Appel a pu, hors des dénaturations alléguées, déduire la seule responsabilité de l'architecte.

En matière d'études de sols, il sera reproché à l'architecte, s'il y a une étude de sols, de ne pas en avoir tenu compte, mais il lui sera reproché également de ne pas l'avoir sollicitée. Celle-ci est obligatoire suivant les règles de la MAF, mais elle n'est pas obligatoire légalement.

Suivant un arrêt de 2007, s'il n'y a pas d'étude de sols, la responsabilité de l'architecte est pleinement engagée.

C'est la position actuelle de la Cour de Cassation et de la jurisprudence. Plus on monte dans la hiérarchie des spécialités, plus on est responsable, ce qui peut aller jusqu'à la mise hors de cause de l'entreprise de construction.

LA SINISTRALITE DES SOLS ET ADAPTATIONS AU SOL

Pierre CORMENIER, représentant la direction des sinistres auprès de la MAF

Les problèmes de sols peuvent être des problèmes de pollution des sols, des problèmes d'implantation, mais je vais me contenter de parler des problèmes d'instabilité et d'adaptation aux sols.

Je propose de passer en revue les différents types de sinistres rencontrés dans les dossiers de la MAF, pour dire qui paie en définitive ces sinistres, et on verra ensuite plus rapidement comment on essaie de maîtriser cette sinistralité.

1-LES DIFFERENTS TYPES DE SINISTRES RENCONTRES

-L'absence d'études de sols.

C'est le cas le plus fréquent, et typique en maison individuelle.

La raison principale est la volonté d'économie du Maître de l'Ouvrage.

Généralement, l'étude est proposée par l'architecte et refusée par le Maître de l'Ouvrage qui trouve que c'est trop cher.

S'il y a un problème de solidité de cet ouvrage, la responsabilité de l'architecte sera engagée.

Une variante: l'architecte ne prescrit pas une étude de sols parce qu'il a réalisé sur le terrain voisin une opération. A quelques dizaines de mètres près, cela peut-être différent.

Il y a eu quelques sinistres de cette nature, notamment en région PACA, qui ont coûté cher.

-Une étude de sol révélée insuffisante.

Le bureau d'études ayant réalisé l'étude de sol essaie de se défaire en disant: j'ai fait ce que l'on m'a dit de faire.

Il ne faut pas oublier qu'il a un devoir de conseil qui peut le rattraper en matière de responsabilité.

-Des erreurs de reconnaissance de sol.

-Lorsque la bonne étude de sol a été demandée, il arrive qu'il y ait des erreurs de reconnaissance de sols. Dans ce cas, le bet chargé de la reconnaissance de sols n'arrivera pas à désengager sa responsabilité.

-Une mauvaise adaptation des ouvrages au sol.

Un exemple près de Saint Raphael sur un projet de logements étudiant:

L'équipe de maîtrise d'oeuvre avait prescrit des fondations sur pieux. Le maître de l'ouvrage, bailleur social professionnel, a dit que c'était trop cher, et que cela ne rentrait pas dans le budget. Est arrivée une société qui a proposé des colonnes ballastées.

Le bâtiment a commencé à s'enfoncer dans le sol. Le sinistre a coûté entre 20 et 30 millions d'euros. Ce type de sinistre relève souvent de la responsabilité des BET.

-Le défaut de réalisation par rapport aux prescriptions,

Il est de la responsabilité de l'entreprise et de l'architecte chargé de la direction du chantier.

2- LES RESPONSABILITES

Quelles sont les responsabilités et qui les supportent ?

Il y a des sinistres qui interviennent après la période de garantie légale; il y a aussi des arrêtés de catastrophe naturelle.

Dans le cadre des assurances catastrophe naturelle, les assureurs supportent des sommes considérables, estimées à 4,5 milliards d'euros payés depuis Juillet 1982, date à laquelle on a fait intervenir les assureurs pour les problèmes de sécheresse, intégrant les phénomènes de retrait gonflement des sols.

-Comment cohabitent les assureurs des catastrophes naturelles et les assureurs de responsabilité?

Les constructeurs sont responsables au titre de la garantie décennale. Pour échapper à la garantie décennale, il faut prouver qu'il y a force majeure.

On a tendance à dire: il y a un arrêté de catastrophe naturelle, donc il y a une force majeure.

Non! Il faut retenir que la jurisprudence établit depuis les années 90 (avec rappel du 18 décembre 2001-3ème chambre civile) que les juges doivent rechercher si les causes du phénomène présentent un caractère d'imprévisibilité de nature à libérer le constructeur de sa responsabilité décennale.

Les juges ont tout leur pouvoir souverain pour évaluer s'il y a force majeure ou non; la garantie décennale ne sera écartée qu'en cas de force majeure selon les tribunaux.

Dans la pratique, en présence de ces deux possibilités, quand il y a un arrêté de CAT NAT, les juges dans leur pouvoir souverain, ont quand même des arrière-pensées consuméristes, et ont tendance à privilégier la garantie décennale, pour deux raisons.

- absence de franchise (les désordres sont mieux couverts);
- la CAT NAT ne répare que les désordres, alors que le constructeur répare les désordres et les conséquences de ces désordres, c'est à dire les immatériels consécutifs.

Si le maître d'oeuvre a informé le maître de l'ouvrage qu'il fallait faire une étude de sol plus poussée, mais que le maître de l'ouvrage, pour des questions d'économie, décide de ne pas faire cette étude, quelle est la jurisprudence? Si le vice du sol porte atteinte à la solidité de l'ouvrage, comme à la sécurité, l'architecte doit refuser de construire.

3- LA PREVENTION

Les assureurs font beaucoup de prévention:

- carte de France des zones argileuses;
- brochures de l'AQC.

La prévention, même très bien réalisée a montré ses limites, c'est pourquoi en matière d'adaptation au sol, on est passé à une prévention plus coercitive, avec l'AMI, mode déclaratif réservé aux maisons individuelles.

Dans certaines zones, sismiques par exemple, il faut démontrer qu'il y a une étude de sol. A défaut, le chantier ne pourra pas être assuré. Dans certains cas, il y aura paiement d'une surprime.

Au début, cette mesure a été très contestée; finalement les architectes en ont fait un élément commercial: « j'ai là un process infaillible pour vous sécuriser. »

L'apport de la loi ELAN impose, après 10 ans de réflexion, les études géotechniques dans les zones exposées aux phénomène de mouvement de terrain différentiel consécutif à la sécheresse et à la rétraction des sols. Les zones seront définies par décret; nouvel article L112-2 du code de la construction et de l'habitation au terme duquel avant la conclusion de tout contrat ayant pour objet les travaux de construction ou de maîtrise d'oeuvre d'immeubles comportant plus de deux logements, il faudra fournir une étude de sol.

Ces précisions seront données dans des décrets à venir. Cette évolution va dans le bon sens même si on peut discuter du surenchérissement de la construction.

4-LA MAÎTRISE DES COÛTS

La maîtrise des coûts: il faut distinguer la démarche judiciaire et la démarche amiable.

Dans le cas d'une expertise judiciaire, il est certain que l'expert judiciaire n'a pas à prescrire de mesures en matière de sol ou de fondations, mais seulement à valider les solutions qu'on lui propose. La solution passe par l'intervention au frais de l'assureur d'un bet qui va assurer la responsabilité de la solution qu'il propose.

Dans un sinistre important, on fait intervenir un contrôleur technique qui va valider la solution du bet, et lorsque cela ne suffit pas, on fait intervenir l'entreprise qui va s'engager elle-même à réaliser les travaux prescrits par le bet, pour préconiser une solution réparatoire, et non, comme c'est souvent le cas, une solution de démolition reconstruction, qui sera plus chère.

Beaucoup d'experts par précaution préconisent des mesures de réparations qui peuvent être disproportionnées avec la nature du sinistre rencontré.

Le sinistre le plus important suivi par la MAF aujourd'hui concerne un hôpital à Lyon. Le nombre de désordres était très important. Une expertise judiciaire en 2004 a préconisé une démolition-reconstruction pour un montant de 105 millions d'euros. Ils ont souhaité qu'une solution de

réparation soit étudiée par des experts spécialisés. Celle-ci a été validée par un bureau de contrôle technique; ils ont trouvé une entreprise qui a accepté de faire les travaux (12 Millions d'euros). Les experts judiciaires ont validé cette solution dans leur pré-rapport. Entre le pré-rapport et le rapport est intervenu l'effondrement du terminal de Roissy. Un expert privé a fait pression sur les experts judiciaires pour dire « imaginez que cela s'effondre ». Dans le rapport définitif, la démolition-reconstruction a été préconisée.

Le problème de la non réalisation des travaux après indemnisation

Certains bénéficiaires de ces condamnations ne font pas nécessairement les travaux. Dans le cadre judiciaire, on ne peut pas les obliger à le faire. Une solution serait d'obtenir du tribunal la possibilité de financer les travaux au fur et à mesure de leur avancement.

La démarche amiable

La démarche amiable, très riche, que ce soit par la médiation ou la négociation, est recherchée par l'assureur.

On peut être amené, plutôt que de réparer, à trouver une solution avec le propriétaire pour construire la même surface ailleurs, ce qui évite les préjudices consécutifs (par exemple dans le cas d'un industriel dont l'usine doit s'arrêter).

5- EN CONCLUSION

Le coût des préjudices liés à une mauvaise connaissance du sol, à une mauvaise adaptation de l'ouvrage est mis à la charge des assureurs.

Ils considèrent qu'il faut opérer un transfert de la charge financière des assureurs vers les maîtres de l'ouvrage, sous la forme de la prise en charge par ces derniers des bonnes études techniques indispensables pour disposer d'un ouvrage stable dans la durée.

Commentaires juridiques de Maître VERLEY après l'intervention de Mr Pierre CORMENIER, représentant la direction des sinistres auprès de la MAF

Il est intéressant de revenir aux fondamentaux en rappelant l'article 1792 du code civil:

« Tout constructeur d'un ouvrage est responsable de plein droit, envers le maître ou l'acquéreur de l'ouvrage, des dommages, même résultant d'un vice du sol, qui compromettent la solidité de l'ouvrage ou qui, l'affectant dans l'un de ses éléments constitutifs ou l'un de ses éléments d'équipement, le rendent impropre à sa destination. Une telle responsabilité n'a point lieu si le constructeur prouve que les dommages proviennent d'une cause étrangère. »

Qu'est-ce qu'un vice du sol?

Un sol argileux présente-t'il un risque? Pas forcément, c'est ce qu'en a décidé la jurisprudence. On aurait pu revenir sur ce point.

« Qui compromettent la solidité de l'ouvrage ou qui l'affectent dans un de ses éléments constitutifs ».
La seule exception prévue par la loi pour que la responsabilité n'ait pas lieu est que les constructeurs prouvent que les dommages proviennent d'une cause étrangère.
La force majeure vient rarement dédouaner les constructeurs de la responsabilité qu'ils avaient encouru en matière de responsabilité du vice du sol.
Le seul arrêt qui vient dire qu'il y a jurisprudence est un glissement de terrain de grande ampleur intervenu à la Martinique à la suite de grosses pluies, lequel a pu être considéré comme un

événement constitutif de force majeure dès lors qu'il n'aurait pu être détecté par une étude de sol classique.

Il ne faut pas croire que dans les années à venir la notion de force majeure soit étendue de façon plus large par les tribunaux.

De la responsabilité de l'architecte en matière d'études de sols:

Un arrêt intéressant de la Cour de Cassation:

« Ne croyez pas que l'architecte est responsable qu'en cas d'absence d'étude de sol ou d'étude de sol insuffisante. La limitation de la mission de l'architecte ne doit pas avoir pour effet de le décharger de son obligation de vérifier l'état du sol. Ainsi l'architecte chargé uniquement de dresser les plans et d'établir les devis descriptifs pour l'obtention d'un PC, qui n'a pas procédé à une étude de sol, a une part de responsabilité dans l'effondrement de la construction résultant d'un vice de sol. »

Cas particulier: « LE DIPLODOCUS à LILLE » Alain DELCOURT, architecte, expert-conseil

DE L'EXTINCTION DES DINOSAURES.

Amis, lorsque vous entendrez le vocable rénovation urbaine, méfiez-vous, cela cache la destruction quasi-totale d'un quartier.

Par exemple, le quartier St Sauveur a été rasé quand j'étais gamin et le Vieux Lille a failli subir le même sort.

Ce sort a frappé à la fin des années 60 le quartier formé par la rue des Poissonceaux, la rue du Plat et la rue du Nouveau Siècle (du nom d'une guinguette qui existait là).

En 1965, un promoteur M. VANDAELE, a demandé à un architecte Grand Prix de Rome, Guillaume GILLET, de lui dessiner à la place des maisons estimées vétustes, un bâtiment de 75 m de hauteur, ce qui est la hauteur du beffroi de la Nouvelle Bourse.

Le projet a été étudié et le permis de construire a été délivré en 1970. La préparation du terrain et la réalisation des fondations durent 4 années suivant la technique de la paroi moulée en béton. Selon ce que j'ai pu lire le nom de Diplodocus a été donné à l'opération par des lillois frondeurs et ce nom progressivement c'est imposé. Le chantier commence donc par le creusement d'un trou cylindrique destiné à recevoir 6 niveaux de stationnement desservis par une allée à double hélice.

Or, n'oublions pas que des canaux drainaient plus ou moins le sol de Lille, et que la rue Thiers a été percée à la fin des années 1880 avec un tubage du canal sur l'emprise duquel la rue a été créée, nous en reparlerons tout à l'heure.

Mais le béton n'est pas un matériau étanche et à cette profondeur, nous sommes dans la nappe aquifère, il a donc fallu pomper en permanence l'eau qui s'infiltrait à travers les parois du trou cela a fait baisser de façon significative le niveau de la nappe de surface. Les sols superficiels ont séché de façon anarchique et des maisons riveraines au-delà du périmètre de l'opération se sont dandinées.

Le chantier s'est arrêté en 1975 et le permis de construire a été annulé en 1976 mais on a continué à pomper l'eau de la cuve ; ainsi finit le Diplodocus. Des séquelles des déformations des constructions riveraines sont encore visibles en cœur d'îlot, par exemple entre la rue du Nouveau



Siècle et la rue de l'Hôpital Militaire et rue Thiers. Le nouveau permis de construire est délivré en 1976, les travaux redémarrent en 1978.

Le projet a été repris par le Conseil Régional en 1983 pour donner le bâtiment que l'on connaît aujourd'hui sous le nom de « Nouveau Siècle », mais les vieux Lillois dont je suis continuent à parler du Diplodocus.



Cas particulier: PAVILLON A BULLY-LES-MINES

Sophie SOULIER-DEBAVELAERE, architecte, expert près la cour d'appel de Douai

1- LE CONTEXTE

Le cas que je vais vous exposer maintenant est celui d'un simple pavillon d'habitation individuelle de surface modeste, une construction neuve édifée en rez-de-chaussée avec un étage sous combles et un garage attenant à l'habitation.

Ce pavillon a été réalisé à Bully les Mines, un contrat de construction de maison individuelle ayant été signé en 1995.

Il s'agissait d'une construction de type traditionnel, avec des semelles filantes, des parpaings creux pour les maçonneries d'infrastructure, une dalle en béton armé sur isolation, des maçonneries de briques de 22 cm, des cloisons porteuses à ossature bois, un plancher, une charpente bois et une couverture en tuiles terre cuite.

La réception des ouvrages sans réserve a eu lieu le 21 mai 1996.



2-APPARITION ET MANIFESTATION DES DESORDRES

Un mois après la réception, en juin 1996, les premiers désordres se manifestent sous la forme de fissures dans les cloisons en carreaux de plâtre du hall d'entrée.

Au cours des opérations d'expertise, les désordres vont s'amplifier et se multiplier, avec une aggravation des fissures, l'apparition de nouvelles fissures à l'intérieur et à l'extérieur de l'habitation sur toute la partie sud, l'apparition de sonnerie de creux dans le carrelage côté cuisine et un affaissement du bâtiment, dans la même zone, mesuré entre 1,5 et 4,5 cm.

Les premières fissures, situées dans le hall d'entrée, sont rebouchées.



- Un expert judiciaire est désigné et tient la première réunion d'expertise en août 1999. Il constate, outre ces fissures, un décalage altimétrique de +/- 2 mm marquant l'enfoncement de la zone plafond située sous l'escalier

- Lors de la seconde réunion d'expertise, en juillet 2000, l'expert constate que de nouvelles fissures sont apparues au niveau du plafond du salon et dans la cloison séparative entre salon et hall d'entrée.

L'expert envisage que la cause de ces désordres puisse être un retrait de la poutre en bois exotique rouge massif située entre salon et séjour qui entraîne des mouvements dans les solives du plafond.

L'expert constate également, dans la cuisine, que plusieurs carreaux de carrelage sonnent creux, sans qu'il y ait de décollement.

- En avril 2001, troisième réunion d'expertise, des investigations concernant la structure du plancher sont réalisées, elles permettent de déterminer que les fissures constatées sont sans lien avec la charpente.

Lors de cette réunion, l'expert peut constater l'aggravation des fissures existantes qui s'agrandissent, l'apparition de nouvelles fissures en façades avant et en façade arrière, et un éclatement du seuil en pierre, ainsi que de nouvelles fissures dans le carrelage dans le séjour, la cuisine et le hall.

Il constate également que le bâtiment s'est affaissé de quelques millimètres du côté du pignon sud.

Des investigations menées par le bureau d'études géotechniques, permettent de constater que le bâtiment est en partie assis sur du remblai et des déchets organiques.

Une visite technique et des sondages géotechniques ont été réalisés préalablement à la construction, un seul point de sondage a été réalisé, au centre du futur bâtiment, relevant la présence d'argile sur 30 à 80 cm d'épaisseur et l'absence de remblai.

En juillet 2002, une nouvelle réunion d'expertise a lieu, l'expert ayant appris que des travaux de reprise en sous-œuvre par injection de résine avaient été réalisés en mars 2002, suite à l'intervention de l'assureur Dommages-Ouvrages.

Malgré cette intervention, les fissures ont encore évolué dans les cloisons et doublages, ainsi que dans les murs de façade et dans les carrelages.

Plusieurs réunions d'expertise ont lieu après celle-ci, notamment en juin 2003 où est effectuée une visite des réseaux enterrés qui montre que les réseaux EP présentent des contre-pentes et comportent un puisard fuyard.

Le réseau EU / EV présente quant à lui des emboitements défectueux.

Les fissures constatées s'agrandissent, de nouvelles fissures apparaissent, le sol de la salle de séjour présente un affaissement de plus en plus important, allant jusqu'à 5,5 cm.

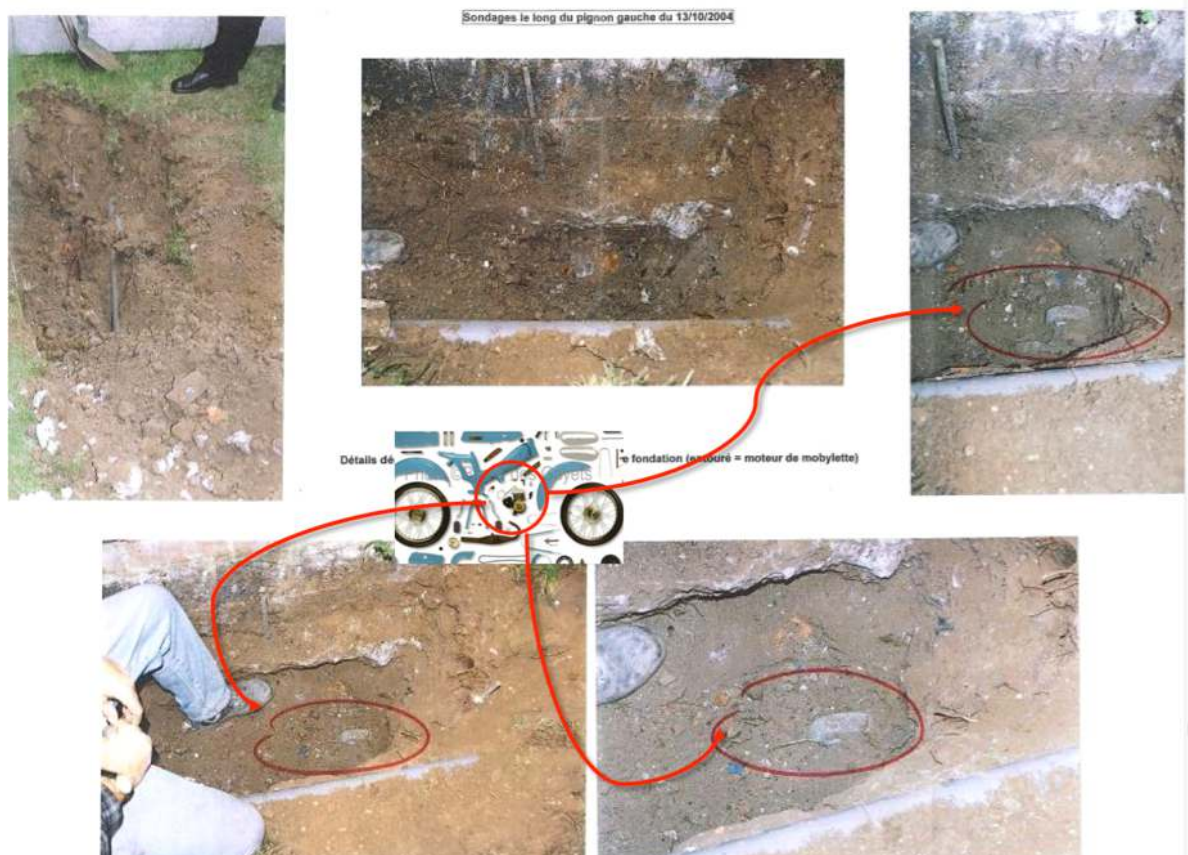
En 2004, après de nouvelles mises en cause et avec l'amplification des désordres, des investigations plus approfondies sont réalisées :

- Des sondages à la pelle et des sondages manuels sont réalisés le long du pignon gauche, ils permettent de constater :

*le soulèvement de la canalisation EP en PVC en deux endroits, sous lesquels on retrouve de la mousse expansive collée,

*sous la semelle de fondation, la présence de remblai composé de nombreux matériaux et de déchets très divers, y compris un bloc bitumineux, un bloc moteur de mobylette etc..

*une semelle de fondation de forme conique, d'une hauteur d'environ 30 cm, avec un débord extérieur de +/- 10 cm en partie supérieure et un débord quasi nul en partie inférieure,



- Des sondages sont réalisés le long de la façade d'entrée, ils permettent de constater la présence de remblai sur environ 50 cm, puis la présence d'argile beige à partir de +/-75 cm, tel que cela avait été décrit dans le rapport géotechnique fait avant construction

-Une visite par passage caméra des réseaux enterrés en façade avant .

-Un relevé des niveaux de l'habitation qui démontre une absence d'évolution de l'affaissement au cours de la dernière année.

Lors de la dernière réunion, en mai 2005, l'expert fait part des conclusions du rapport géotechnique qui indique que la profondeur minimale adaptée pour les fondations devrait être de 4.00 mètres. Il a constaté lors de cette dernière réunion que les fissures continuent d'évoluer.

3- ANALYSES DE L'EXPERT

La recherche des causes sur l'apparition puis l'agrandissement progressif des fissures et le tassement partiel du bâtiment apparu en cours d'expertise, s'est orientée de façon de plus en plus complexe au fur et à mesure des découvertes et de l'évolution des désordres, nécessitant d'autres investigations.

- le sondage du sol à la tarière à main,

Ces investigations ont permis de constater que le terrain était en partie composé de remblais,

- l'inspection vidéo des réseaux enterrés,

qui a permis de relever une contre-pente sur le réseau EP, côté pignon gauche et une fuite sur le raccordement du puisard arrière, ainsi que des défauts de raccordement des réseaux EP et EV sous l'habitation

- L'étude de l'assise et des fondations,

Ces investigations ont permis de constater que le terrain était composé exclusivement de remblais et de déchets,

Elles ont permis également de visualiser les semelles de fondations, réalisées avec une faible largeur d'assise par endroit et de forme conique inversée

- Un sondage pressiométrique du sol,

Ces investigations ont permis de constater que les remblais descendaient jusqu'à 0.90 à 1.50 mètres de profondeur et comportaient de nombreux déchets avec une très forte variation potentielle de teneur en eau.

4- INFLUENCES SUR LES DESORDRES EXISTANTS

Au cours de l'expertise, l'assureur Dommages-Ouvrages a fait réaliser des travaux de reprise en sous-œuvre par injection de résine.

Des injections de résine expansive ont été effectuées jusqu'à la profondeur de 3.00 mètres sur +/- 33 ml de sol d'assise sous les fondations, avec un dépassement de la consommation de résine de plus de 275 kilos.

- Les mouvements du bâtiment n'ont pas cessé après cette intervention.

- La société qui est intervenue a affirmé que la cause des « *mouvements résiduels* » était l'état défectueux des réseaux EP et EU et s'est engagée à réintervenir « *pour compenser les dégradations occasionnées par la poursuite de ces fuites dès que les réseaux auraient été réparés* ».

Des constatations contradictoires ont permis de constater l'existence d'une fuite au puisard EP, mais aucune fuite dans le réseau EP tel que signalé par ladite société.

Les conclusions de cette société ne sont pas suffisantes pour permettre d'affirmer que seules la ou les fuites seraient la cause des mouvements préexistants du bâtiment.

- Les conditions de réalisation du gros-œuvre ; les factures émises par l'entreprise de gros-œuvre indiquent que les travaux de terrassement, de fondations, de dallage ainsi que les élévations ont été réalisés dans un délai d'un mois, ce qui est extrêmement court.

Une facture de cette société qui correspond à des travaux réalisés en plus-value au marché, pour « *renfort de dalle portée parpaings 15* » indique qu'une adaptation en fondations a du être effectuée en cours de chantier pour une raison inconnue.

Ce document laisse en interrogation la question de savoir s'il existait lors des travaux une difficulté rencontrée par le Constructeur et son sous-traitant sur l'adaptation au sol. Dans ce cas, celle-ci n'a pas été correctement analysée et/ou solutionnée.

Avis

L'expert a émis l'avis suivant : l'affaissement et la formation de fissures sont dus :

- A la réalisation des fondations à 75 cm de profondeur sur un sol constitué de remblais et de déchets, quasiment non porteurs jusqu'à +/- 1,50 m de profondeur par endroit
- A la faible largeur des semelles de fondations irrégulières (environ 0.40 m) ne pouvant quasiment pas solliciter la craie située sous les remblais,
- Avec une cause aggravante qu'a été la fuite dans le réseau d'assainissement, au droit du puisard en pied de façade arrière, dont les conséquences ont été limitées par une assise de la fondation plus large à cet endroit, venant en quelque sorte compenser le défaut mais venant également créer un tassement différentiel sur l'ensemble de la zone pignon gauche.

5- LES SOLUTIONS DE REPRISE

- L'expert a analysé les trois solutions suivantes ;
 - confortement par injections de résine
 - reprise en sous-œuvre
 - démolition / reconstruction de l'immeuble

• Le confortement du terrain par injection de résine n'a pas permis de supprimer les causes des désordres. En effet les essais pressiométriques effectués trois ans après les injections ont démontré que le terrain n'avait pas été suffisamment repris pour résister à la pression du bâtiment et qu'il restait sous les fondations une hauteur allant de 15 à 75 cm de terrain composé de remblais de résistance très faible.

Cette solution qui, en outre, ne prendrait pas en compte la question de la faible largeur des semelles de fondations, n'a pas été retenue.

• La méthode de reprise en sous-œuvre par micropieux a été retenue comme envisageable, à la condition de prévoir des longrines de rigidification sous les semelles de fondations permettant d'assurer une liaison correcte entre micropieux.

• L'expert a analysé les deux dernières solutions – micropieux et reconstruction - d'un point de vue financier.

La solution de démolition-reconstruction s'est avérée en définitive moins onéreuse (environ 250 000 €).

6- IMPUTATION DES RESPONSABILITES

L'expert a donné son avis sur l'imputation des responsabilités et a retenu à titre largement majoritaire que la responsabilité de l'entreprise de gros-œuvre ayant réalisé les travaux de fondations, et à titre minoritaire celle de l'entreprise de VRD qui a réalisé les réseaux fuyards.

Commentaires juridiques de Maître VERLEY après l'intervention de Sophie SOULIER DEBAVELAERE sur le cas particulier du pavillon à Bully-les-Mines.

Quelques observations:

L'obligation de procéder à une étude de sol s'étendait à l'architecte; elle s'étend également au constructeur de maisons individuelles.

Dans le cas présent, il y a eu des réparations par injections de résines. Est-ce que cela pouvait donner lieu à un sinistre de seconde génération?

Dans la mesure où l'injection n'a pas fonctionné, est-ce que l'on reste sur le 1er sinistre dû à l'absence d'étude de sol où est-ce que l'on passe à un sinistre de deuxième génération qui est dû au fait que les injections de résine n'ont pas fonctionné?

Sur le fait que la maison n'ait pas été démolie, alors que cela avait été ordonné par le TGI: Le maître de l'ouvrage n'est pas obligé de démolir la maison. Il a eu une indemnité qui lui permet éventuellement de procéder à la reconstruction démolition. Il est libre d'utiliser l'indemnité comme il le souhaite.

Cas particulier: Le Boulevard de la Liberté à LILLE Alain DELCOURT, architecte, expert conseil

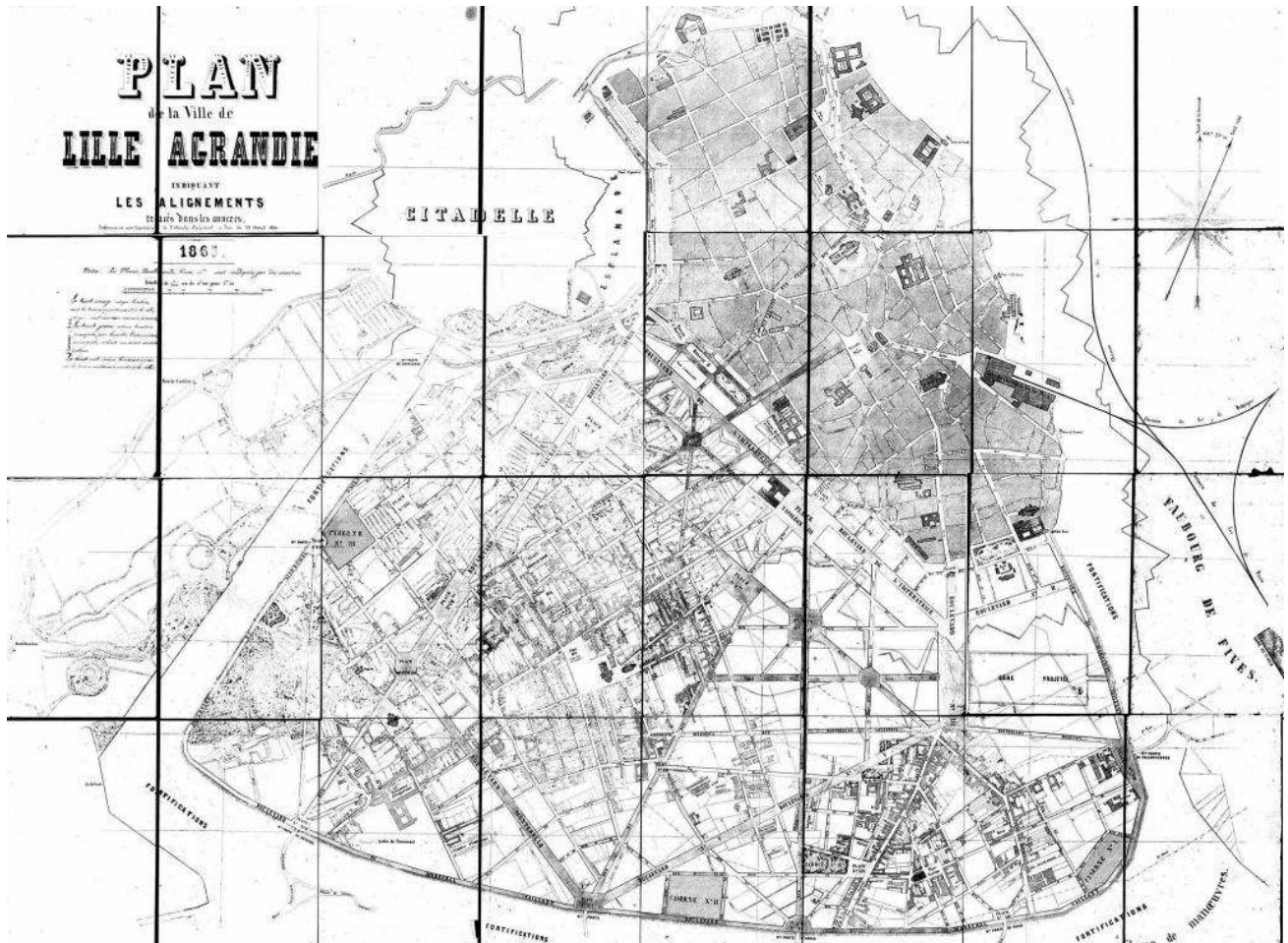
1-HISTORIQUE

Lorsque Louis XIV prend la ville de Lille et la province autour de la ville, il la fait fortifier par son petit camarade de jeux : M. VAUBAN. Cela se passait en 1668. Classiquement, les communes conquises par le pouvoir royal lui donnaient les terrains nécessaires à la construction des fortifications.

Deux siècles plus tard, en 1865, sous Napoléon III il est décidé d'agrandir la ville en annexant les communes attenantes (FIVES, MOULINS, ESQUERMES et WAZEMMES) et pour cela on démolit une partie des fortifications. Ce qui est amusant c'est que l'armée a revendu à la ville les terrains qu'elle avait conquis deux siècles auparavant.

Un plan d'alignement est établi et pour créer le boulevard de l'Impératrice (futur boulevard de la Liberté), les fortifications sont arasées jusqu'au niveau de la future voirie. Pour cela, on a récupéré les pierres déjà taillées utilisables et on a comblé les fossés avec des cassons. Au fond des fossés, il y a de la tourbe.

Des immeubles sont construits (dont la Préfecture). Sous ces immeubles, les terrains d'assises sont hétérogènes avec des résistances mécaniques différentes. Pour simplifier certains immeubles sont construits sur les anciennes fortifications, terrains homogènes et résistants d'autres sont construits sur des anciens fossés comblés, terrains hétérogènes à résistances variables et même faible.



D'autres enfin, sont construits en partie sur des terrains stables et sur des terrains à faible résistance. Sous certaines constructions, il se crée des tassements différentiels

Il en résulte des déformations des constructions portées par les terrains instables qui ont amené la démolition des premiers immeubles.

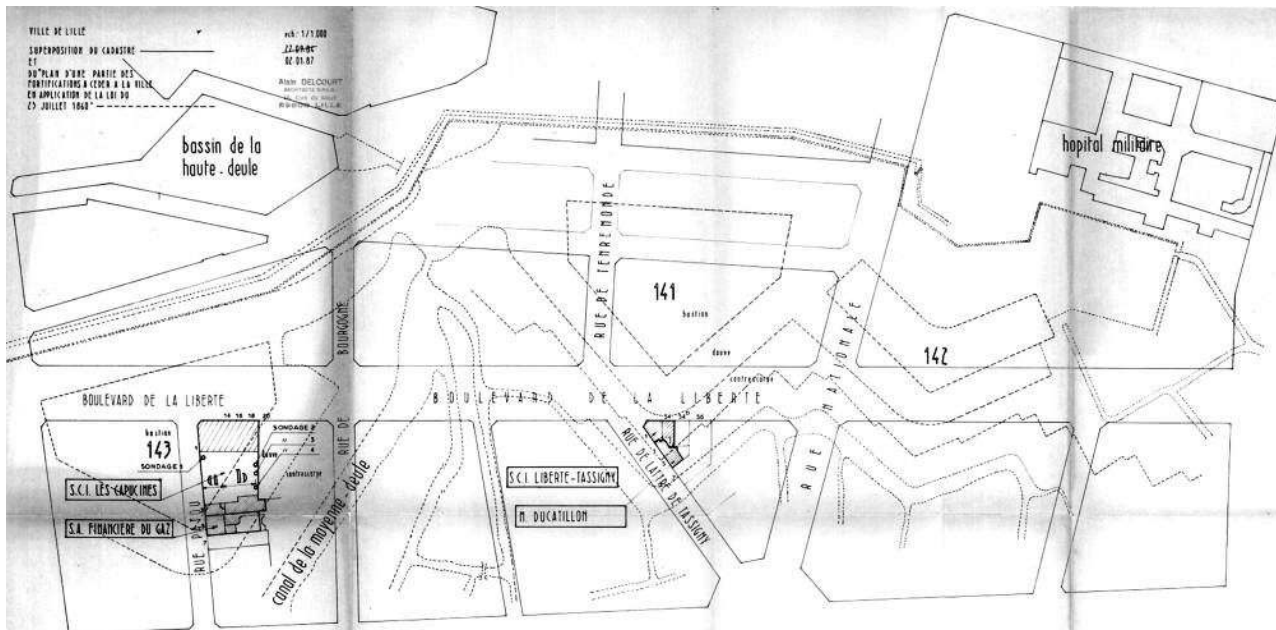
Sous d'autres bâtiments on a procédé à des reprises en sous œuvre.

Petite anecdote :

En 1994, il se crée à Lille la 7^{ème} brigade blindée de l'armée française, un défilé de véhicules blindés est organisé entre le boulevard Louis XIV et la Citadelle. Ce défilé emprunte le boulevard de la Liberté.

Or, il y avait un immeuble menaçant ruine à l'angle du boulevard de la Liberté et de la rue du Maréchal de Lattre de Tassigny. Je suis désigné par les services techniques de la ville de Lille pour examiner cet immeuble. Nous avons constaté d'importantes fissures dans les murs porteurs de l'immeuble y compris dans les murs des caves.

Vers le boulevard de la Liberté, il y avait des fissures dans lesquelles on pouvait passer le bras et en sondant on touchait des anciennes maçonneries des fortifications.



Nous avons placé des témoins en plâtre dans les fissures les plus importantes et créé un espace de sécurité empêchant les piétons de passer au pied de l'immeuble.



Il a été convenu à partir de la traversée de la rue Nationale que les blindés n'utiliseraient que la voie de droite du boulevard afin de ne pas passer au pied de l'immeuble situé à gauche.

Un des conducteurs de char a mal compris la consigne du chef et a tourné franchement à droite rue Nationale..... au lieu de prendre simplement la voie de droite.

Après le défilé avec un technicien de la ville nous sommes rentrés à nouveau dans l'immeuble et avons constaté que tous les témoins placés dans les fissures étaient

ouverts.

Toujours après le défilé un gradé m'a appelé pour m'engueuler car si l'ordre a été mal compris c'est qu'il avait été mal expliqué.

☐

Exemple 1 :

Boulevard de la Liberté, il y a 2 immeubles Haussmanniens construits par Armand LEMAY, l'un commencé avant la guerre 14-18, l'autre après celle-ci ; le premier est fondé sur des pieux en bois, le second sur des pieux en béton, ce dernier est peu sensible aux tassements différentiels, le premier a beaucoup bougé.

Pour mettre en œuvre de nouveaux pieux sous l'immeuble déformé, il a fallu ouvrir le plancher d'un couloir pour y descendre la foreuse puis ouvrir des murs porteurs pour qu'elle puisse accéder à tous les endroits nécessaires. Bien évidemment, une fois les pieux terminés on a ressorti l'engin en reculant et en refermant les murs ouverts précédemment.

Il convient de rappeler que ces travaux, très onéreux, sont entièrement à la charge des copropriétaires (reprise en sous œuvre mais aussi toutes les conséquences des déformations : bouchement des fissures, ajustement ou changement des menuiseries, plâtrerie, peinture, voire même parfois canalisations). Ce chantier a donné lieu de ce fait à une discussion au sein de la copropriété car dans l'enveloppe globale des travaux de réparations, le changement des menuiseries en PVC a été intégré dans l'enveloppe financière des travaux suite aux déformations alors que les menuiseries en bois ont été simplement réparées.

Exemple 2 :

Dans un autre immeuble, bien déformé, nous avons constaté que la construction s'est tassée de façon différentielle dès sa construction, car les lits de brique de certains murs ne sont pas horizontaux notamment en partie basse. Les maçons de l'époque (Second Empire) ne s'en sont pas trop inquiétés.

Sur le plan actuellement projeté, j'ai dessiné le tracé des îlots construits actuels sur le tracé des fortifications, si un jour, vous avez une expertise ou que vous avez à réparer un immeuble du secteur, vous pourrez paraître « très compétent » en indiquant les zones où il faut procéder à des sondages pour déterminer l'état du terrain sous l'immeuble en prenant une petite marge de sécurité (en indiquant avant le sondage : là, nous allons trouver de la maçonnerie tassée, là, vous allez trouver de la tourbe).

N'oublions pas que la tourbe (qui deviendra du charbon dans quelques millénaires) est un matériau sensible aux variations dues aux phénomènes de retrait ou de gonflement provoqués par la sécheresse et la réhydratation du sol.

LE DEBAT

Questions

-Au sujet des conséquences sur la non réalisation des travaux dans le cadre d'une décision de justice:

S'il y a revente de l'immeuble, il y a-t-il obligation de signaler cet évènement. Quelles sont les garanties et la période de garantie après la décision?

Réponse de Mr CORMENIER, de la MAF:

S'il vend son immeuble, le propriétaire sera responsable vis à vis des acheteurs. Il n'y a pas de nouvelle garantie qui part tant qu'il n'y a pas d'importants travaux réalisés.

-Au sujet du permis de faire. L'important étant l'obligation de résultat, peut-on parvenir à un résultat recherché en inventant des solutions qui permettent d'avoir toute la satisfaction du résultat, sans appliquer une norme existante?

Quel est l'avis des assureurs sur la question?

Réponse de Mr CORMENIER, de la MAF:

Il faut proposer une solution pérenne, et les travaux préconisés seront susceptibles de donner lieu à une nouvelle garantie.

Il arrive qu'il y ait des sinistres de seconde génération, qui vont mettre en jeu la responsabilité des constructeurs qui vont effectuer les travaux.

Il y a une évolution importante: une directive européenne sur la proportionnalité.

La notion de proportionnalité est de plus en plus prise en compte par la cour de cassation.

Telle solution préconisée par le demandeur (exemple: démolition-reconstruction) peut être considérée comme disproportionnée par rapport au sinistre.

A la MAF, ils travaillent quotidiennement afin d'obtenir des décisions de la cour de cassation en matière de proportionnalité.

-Revenons sur le cas d'une reconstruction sur un terrain à côté dans le cadre d'un bâtiment industriel. L'expert judiciaire peut-il préconiser ce genre de solution?

Réponse de Mr CORMENIER, de la MAF:

Ces accords ne peuvent intervenir qu'après le dépôt du rapport de l'expert judiciaire.

L'expert judiciaire donne la solution pour conforter le bâtiment. C'est un accord amiable qui intervient entre les assureurs de responsabilité et le propriétaire. La MAF privilégie ce type d'accord.

-Quelle a été l'évolution de la sinistralité suite à l'avenant imposé aux architectes (obligation de l'étude de sols pour les maisons individuelles).

Réponse de Mr CORMENIER, de la MAF:

La sinistralité la plus lourde n'intervient pas sur les grosses opérations, dont les études géotechniques sont suffisantes.

La sinistralité intervient surtout sur les petites opérations et plus particulièrement sur les maisons individuelles.

Si la MAF en est arrivé à ces mesures coercitives, c'est qu'elle a constaté qu'elle payait 2,5 fois le prix perçu pour les maisons individuelles. Depuis que l'on a mis en place ces mesures, on a constaté que la sinistralité a beaucoup diminué.

-Au sujet du fléchissement de l'avis de l'expert, évoqué par Mr CORMENIER à propos d'une expertise concernant un hôpital où 2 hypothèses techniques avaient été avancées.

Une hypothèse sur un principe de réparations, et une autre hypothèse sur un principe de démolition-reconstruction, avec des évaluations très différentes.

Ce n'est pas à l'expert à mon avis de prendre la mission de décision.

Réponse de Mr CORMENIER, de la MAF:

Surtout pas.

Effectivement, il faut être clair sur la mission de l'expert. L'expert donne son avis et c'est le juge qui tranche.

Un expert, par exemple, ne peut pas procéder à la réception d'un ouvrage, mais il donne au Tribunal les éléments lui permettant d'apprécier.

L'expert a un rôle d'information vis à vis du juge.

Réponse de Maître HAQUETTE, avocat:

Je ne pense pas que l'expert puisse simplement répercuter ses propositions techniques à un juge en se disant que le juge appréciera dans le cadre de son pouvoir la meilleure solution technique qui doit être retenue.



*Le juge ne peut pas de lui-même apprécier la validité technique d'une solution.
L'expert n'est pas maître d'œuvre, mais il doit apporter des éléments de réponse au juge.*

Maître VERLEY:

L'expert collecte les différentes hypothèses qui lui sont données par les parties et il donne un avis sur la solution qui lui paraît la plus opportune.

Monsieur CORMENIER:

L'expert doit donner un avis le plus précis possible.

A partir de ce que dit l'expert, le Tribunal dira s'il y a impropriété à destination, ou atteinte à la solidité de l'ouvrage.

Quand il y a plusieurs solutions possibles, il doit donner son avis sur la solution la plus adaptée et la plus pérenne.

En conclusion, notre Président, Sophie SOULIER DEBAVELAERE, remercie l'ensemble des participants pour leur attention pendant cette matinée très technique, et nous invite à poursuivre les échanges autour d'un cocktail amical.