

# *Fondations des bâtiments (FSP)*



6<sup>e</sup> édition, 04 août 2012



# SOMMAIRE

<b>Introduction</b> .....	<b>6</b>
<b>1 – Typologie des fondations de bâtiment</b> .....	<b>7</b>
<b>Rôle des fondations</b> .....	<b>7</b>
<b>Rappels sur le comportement des matériaux</b> .....	<b>8</b>
Le comportement élastique .....	8
Le comportement plastique .....	8
Application au sol .....	9
<b>Fonctionnement général d’une fondation</b> .....	<b>10</b>
Modèle théorique.....	10
Illustration de la surface de cisaillement .....	11
Fondation superficielle, fondation profonde.....	11
Forme des contraintes dans le sol sous la fondation.....	13
<b>Fonctionnement général d’un soutènement de type « mur poids »</b> .....	<b>15</b>
<b>Les différentes familles de fondations</b> .....	<b>16</b>
Les fondations superficielles .....	16
Les fondations profondes .....	17
<b>Ouvrages pratiques de fondations</b> .....	<b>17</b>
Semelles ponctuelles et semelles filantes .....	17
Radier général.....	17
Puits .....	18
Les barrettes .....	19
Les pieux.....	19
Les colonnes ballastées .....	22
Tableaux synoptiques des techniques de fondations .....	23
<b>Ouvrages pratiques de soutènements</b> .....	<b>24</b>
Murs préfabriqués .....	24
Terre armée.....	24
Rideaux de palplanches .....	25
Parois moulées.....	26
Parois berlinoises .....	30
Parois Parisiennes.....	31
Choix raisonné des techniques de fondations et de soutènements.....	31
<b>Drainage, cuvelage, géotextiles</b> .....	<b>32</b>
Drainage.....	32
Cuvelage .....	32
Géotextiles et géomembranes.....	33
<b>2 – Le sol</b> .....	<b>35</b>
<b>Composition du sol d’assise</b> .....	<b>35</b>
Le sol.....	35
Notion de hors gel .....	36
<b>Les critères caractéristiques d’un sol</b> .....	<b>37</b>
Granulométrie des sols.....	38

La classification des sols .....	39
Essais propres aux sols grenus.....	40
<b>Caractérisation du sol d'assise par les sondages .....</b>	<b>41</b>
Organisation multicouche du sol .....	41
L'objectif des études de sol (sondages) .....	41
Discretisation du sol .....	43
Les carottages.....	43
Les essais in situ .....	44
Zoom sur le pénétromètre statique.....	46
Zoom sur l'essai pressiométrique Ménard.....	46
Les essais en laboratoire.....	47
Des procédés alternatifs d'auscultation .....	48
<b>3 – Pathologie des fondations – Techniques d'amélioration des sols .....</b>	<b>50</b>
<b>Pathologie des fondations .....</b>	<b>50</b>
Pathologies liées aux tassements .....	50
Pathologies liées à la modification de l'environnement .....	52
Frottement négatif .....	54
<b>La prévention des effets des tassements .....</b>	<b>55</b>
Joints de dilatation.....	55
Joints de rupture.....	55
<b>Les techniques de traitement et d'amélioration du sol .....</b>	<b>55</b>
Le compactage des sols.....	55
La consolidation dynamique .....	57
La consolidation chimique .....	58
Rabattement de nappe .....	58
Autres procédés .....	58
<b>4 – Calcul pratique de fondations .....</b>	<b>59</b>
<b>Les missions géotechniques normalisées .....</b>	<b>59</b>
Les différentes missions .....	59
G1: Missions d'études et de faisabilité géotechnique .....	59
G2 à G5 : autres missions .....	59
<b>Le contenu du rapport d'analyse de sol .....</b>	<b>60</b>
Que doit contenir le rapport d'études ?.....	60
La commande d'un rapport d'analyse de sol .....	61
<b>Calcul pratique des fondations des bâtiments.....</b>	<b>63</b>
Que sont les règlements ?.....	63
Cas des DTU 13.12 et 13.2, et du fascicule 62 Titre 5 du CCTG .....	65
Les différents aspects du calcul des fondations .....	65
Calcul de la portance d'une fondation superficielle selon le Fascicule 62 Titre V du CCTG .....	66
Calcul de la portance d'une fondation profonde selon le Fascicule 62 Titre V du CCTG .....	68
Calcul de la portance d'une fondation profonde selon le DTU 13.12.....	71
Calcul d'une fondation superficielle selon le DTU 13.2.....	73
Calcul de tassements sous une fondation superficielle selon le DTU 13.2.....	74
Calcul de la géométrie d'une semelle ponctuelle .....	75

Cas de la semelle filante .....	77
<b>Exemples concrets de calculs .....</b>	<b>78</b>
Calcul d'une fondation profonde .....	78
Calcul d'une fondation superficielle .....	80
Calcul d'une fondation superficielle soumise à un moment de flexion.....	82
<b>5 – La descente de charges sur les fondations .....</b>	<b>86</b>
<b>Principes.....</b>	<b>86</b>
Etude horizontale : notion de ligne de rupture .....	86
Etude verticale : notion de zone d'influence .....	88
Majorations de charges .....	88
Dégression des charges d'exploitation .....	89
<b>Cas concret n°1 : Logements.....</b>	<b>90</b>
Etapas de la descente de charges .....	93
Dimensionnement du coffrage de la fondation S4 .....	100
<b>Cas concret n°2 : Immeuble de grande hauteur.....</b>	<b>102</b>
Données et hypothèses.....	105
Démarche détaillée.....	107
<b>6 – Economie et prescription des fondations .....</b>	<b>117</b>
<b>La prescription .....</b>	<b>117</b>
Le cahier des clauses techniques particulières .....	117
La prescription du poste « fondations » .....	117
Citer les hypothèses .....	118
Documents attendus et procédure de validation .....	118
Extraits (Généralités : les hypothèses) .....	119
Extraits (généralités sur les fondations profondes).....	120
Extraits (description des travaux) .....	122
<b>L'économie .....</b>	<b>123</b>
Contexte économique du béton armé.....	123
Complexité du projet et contexte local.....	124
Cas particulier des fondations .....	124
Données économiques du terrassement .....	125
Données économiques pour la commande d'essais pressiométriques .....	126
<b>Temps unitaires de mise en œuvre .....</b>	<b>130</b>
Fouilles et remblais.....	130
Démolitions.....	130
Fondations.....	130
<b>7 – Séismes, sols et fondations .....</b>	<b>131</b>
<b>Un peu de physique du globe .....</b>	<b>131</b>
<b>Principales notions caractérisant un séisme .....</b>	<b>132</b>
<b>Evaluation du risque sismique .....</b>	<b>135</b>
<b>Etude d'aléa sismique local .....</b>	<b>137</b>
<b>Sols et séismes .....</b>	<b>139</b>
Sols adaptés.....	139
Sols inadaptés .....	140

Evaluation de la hauteur critique des constructions en zone sismique.....	140
Interaction sol-structure .....	141
<b>Liquéfaction des sols .....</b>	<b>142</b>
<b>Dispositions constructives parasismiques des fondations.....</b>	<b>143</b>
Efforts induits sur les fondations par les séismes.....	143
Butonnage .....	143
Fondations superficielles .....	143
Fondations semi-profondes (puits) .....	143
Fondations profondes.....	144
<b>Equipements parasismiques d'isolation et d'amortissement.....</b>	<b>144</b>
Effets des dispositifs d'isolation et d'amortissement parasismiques.....	144
Quand prescrire un tel dispositif ? .....	144
Avantages et inconvénients.....	145
<b>8 – Modélisation parasismique des bâtiments.....</b>	<b>147</b>
<b>Objectif des règlements parasismiques .....</b>	<b>147</b>
<b>L'outil fondamental en conception parasismique : le spectre de dimensionnement .....</b>	<b>150</b>
Petit rappel sur les oscillateurs.....	150
Spectre de réponse à un accélérogramme.....	150
Spectre de dimensionnement.....	151
Spectres de dimensionnement selon EUROCODE 8.....	151
L'assimilation d'une structure à une association d'oscillateurs.....	153
<b>La méthode de la force latérale .....</b>	<b>154</b>
Domaine d'application .....	154
Comment réagit un bâtiment au séisme ? .....	155
Estimation de la masse concernée par l'action sismique .....	157
Calcul du mode propre d'oscillation d'un bâtiment régulier .....	157
Utilisation du spectre de dimensionnement.....	160
Effort tranchant à la base de la structure.....	161
Distribution des forces sismiques horizontales au niveau des planchers .....	161
Prise en compte des effets de la torsion.....	162
<b>Implications sur le dimensionnement et sur les dispositions constructives des éléments .....</b>	<b>164</b>
Données de sortie de la méthode.....	164
Etude d'un panneau de refends .....	164
Généralisation à une série de panneaux superposés sur la hauteur du bâtiment .....	164
<b>9 – Introduction à Eurocode 7 .....</b>	<b>167</b>
<b>De l'utilisation des Eurocodes.....</b>	<b>167</b>
<b>Les hypothèses de base pour l'application des Eurocodes .....</b>	<b>167</b>
<b>Présentation de NF EN 1997 .....</b>	<b>168</b>
Les sections .....	168
Les annexes.....	168
Calcul des fondations superficielles.....	168
Calcul des fondations profondes .....	169

Principe général du calcul selon NF EN 1997 .....	169
Zoom sur la partie 1 de NF EN 1997-1 .....	170
<b>Bibliographie .....</b>	<b>172</b>

# Introduction

Est-il utile de rappeler qu'un bâtiment quel qu'il soit repose sur le sol via des dispositifs mécaniques appelés fondations ? Lors de la conception d'un bâtiment, il est nécessaire de pouvoir caractériser au mieux la qualité du sol proposé pour le recevoir. Dans la plupart des cas, l'emplacement du bâtiment est choisi au préalable sans se poser trop de questions sur le substrat... Or, en toute rigueur, un bâtiment devra être positionné sur un site adéquat, après vérification de plusieurs paramètres disponibles dans des documents administratifs, et en tout cas dans la mémoire collective.

Ainsi, les plans de prévention des risques (PPR) devraient théoriquement permettre de choisir un site d'implantation permettant par exemple d'éviter les inondations. La présence d'eau dans le sol peut en effet modifier le comportement du sol, et avoir des conséquences désastreuses (sinistres, pertes de vies humaines). Parfois, le type de végétation du site peut modifier l'équilibre hydrique du sol. Par ailleurs, en fonction de la nature du bâtiment et des services qu'il héberge, ou alors selon la réglementation en vigueur sur le site de construction, une étude d'aléa sismique local s'avère nécessaire. Car si le bâtiment transmet au sol des contraintes via les fondations, ces dernières peuvent transmettre au bâtiment des contraintes lors d'un séisme, et induire la ruine du bâtiment.

En fonction de la nature même du bâtiment (dimensions, services hébergés et leur conséquences) l'adaptation du bâtiment au sol, voire du sol au bâtiment devra être appréhendée d'une façon plus ou moins précise, et ce par l'ensemble des acteurs du projet.

Ainsi, dans le cas d'une maison individuelle, une connaissance sommaire du sol peut suffire.

Dans le cas d'un hôpital, qui coûte en 1 an d'exploitation le prix de l'investissement en infrastructure, tout sinistre a des implications non seulement financières mais aussi sur la santé publique.

Dans le cas d'une centrale nucléaire, un sinistre peut avoir des conséquences désastreuses et durables sur une région voire un continent tout entier. Ainsi, l'étude de sol sera bien plus approfondie que ne l'exigent d'ailleurs les règlements courants (des règlements particuliers existent pour certains équipements sensibles civils et militaires).

Les fondations sont les éléments constitutifs d'un bâtiment qui sont les plus sollicités, et ceux auxquels des dommages ont les plus fortes conséquences sur les constructions.

Tout acteur d'un projet de bâtiment (Maître d'ouvrage, architecte, bureau d'études, entrepreneur, etc.) est confronté à un moment où à un autre au sujet des fondations. Il est dommage que ce sujet ne soit pas abordé très tôt avec l'ensemble des acteurs, mais ceci est impossible car les acteurs ne sont pas tous désignés aux phases les plus amont du projet.

Ainsi on se retrouve en pratique à effectuer des allers-retours entre acteurs remettant en cause tout ou partie de la conception et de l'économie du projet.

# 1 – Typologie des fondations de bâtiment

## ROLE DES FONDATIONS

La fondation est un dispositif constructif faisant partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise et qui transmet au sol toutes les actions provenant de l'ouvrage dont elle fait partie (charges permanentes et variables).

Les forces qui s'exercent sur la construction sont: son poids, le vent, la neige, l'influence de la chaleur et de l'humidité, les forces de contact du sol sur la partie de maçonnerie qu'on nomme fondation.

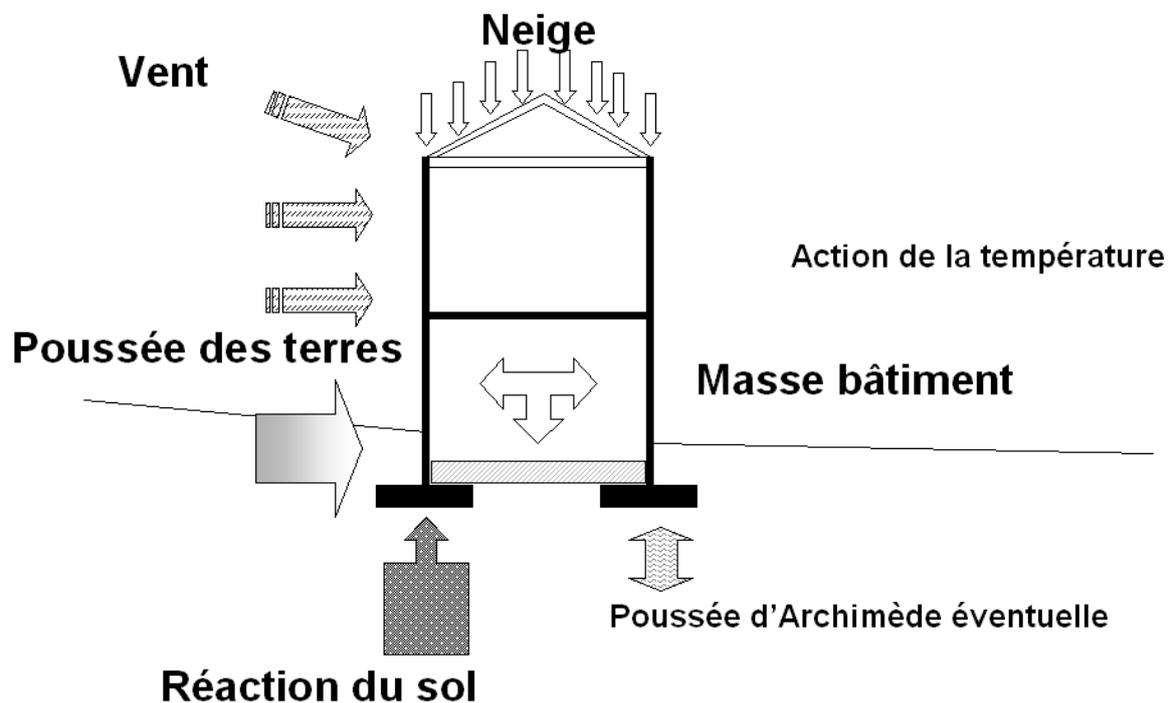


fig. n°1.1 – Actions et bâtiment

En fait la fondation transmet au sol des charges descendantes (les charges du bâtiment et les actions climatiques); elle transmet par ailleurs au bâtiment les actions ascendantes du sol (comme la poussée d'Archimède).

Le rôle de la fondation est tout simplement d'assurer l'équilibre pérenne en toute condition de ces forces ascendantes et descendantes.

Ces forces ne sont pas toujours verticales, et peuvent parfois induire des moments. Le vent ou un tremblement de terre induit par ailleurs des forces horizontales dans les fondations, dont il faudra tenir compte dans le calcul (l'action sismique n'est pas représentée sur la fig. 1).

Selon la superstructure du bâtiment, les forces sont redirigées vers les fondations de façon ponctuelle ou bien de façon continue.

On a alors des fondations isolées, ou des fondations réparties (filantes, ou radier).

Nous approfondirons un peu plus les forces lorsqu'on parlera de **descente de charges**.

Sur cette diapositive nous voyons trois catégories d'informations associées à 3 catégories d'acteurs:

- Les forces du sol, données par le rapport de sol commandé par le chargé d'opérations au géotechnicien, ou encore conjecturées à partir de données disponibles sur site;
- La nature de la structure, et la forme prévue des massifs de fondation, telles que conçues par l'architecte et le BET structure;

- Les charges climatiques, qui dépendent de la forme de la construction et du site, qu'on peut déduire des règlements.

## RAPPELS SUR LE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

### Le comportement élastique

A une éprouvette cylindrique d'un matériau quelconque, on applique  $Q$  croissante à partir de 0. L'allongement  $q$  augmente. Si quand on décharge,  $q$  diminue et vaut zéro lorsque la charge revient à 0, le comportement est dit élastique. Si dans le diagramme  $(Q, q)$  la courbe de déchargement coïncide avec la courbe de chargement quelle que soit la vitesse de sollicitation, on parle d'élasticité parfaite. L'élasticité est dite linéaire si la courbe est une droite.



fig. n°1.2 – Comportement élastique

### Le comportement plastique

C'est le comportement des milieux dans lesquels il apparaît, après déchargement, des déformations permanentes sans fissuration. Ces milieux sont caractérisés par un seuil de contrainte (ou seuil de plasticité, ou encore limite de plasticité) au-dessus duquel se produisent les déformations permanentes. Ce seuil n'est pas nettement défini et doit être considéré comme une limite dont la définition est conventionnelle en ce sens qu'au-dessus d'un seuil, les déformations permanentes deviennent beaucoup plus importantes que les déformations élastiques.

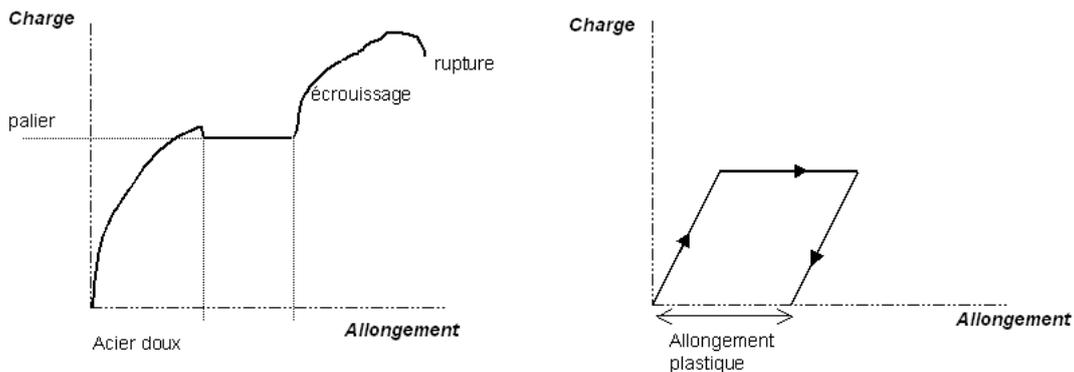


fig. n°1.3 – Comportement plastique

On observe aussi dans la plupart des cas que la résistance plastique augmente avec l'accroissement des déformations permanentes : c'est le phénomène d'écrouissage. La pente de la courbe prend une valeur négative, la résistance du matériau chute brutalement, bien au delà du seuil plastique. Il s'agit de la rupture (voir fig. 3).

Certains matériaux peuvent encaisser plusieurs fois un cycle chargement/déchargement sans casser. Il peut donc y avoir plusieurs paliers.

## Application au sol

### ORIGINE DES TASSEMENTS

Le sol est un matériau comme les autres, il a aussi une limite élastique, et une certaine aptitude à la plasticité. Ceci nous permet de donner des explications du phénomène des tassements.

Le sol porteur se déforme sous l'action d'une charge. Il y a une différence de niveau, un tassement par rapport au niveau initial.

Si lorsque les charges sont enlevées, le sol revient à son niveau initial au bout d'un certain temps, on parle de tassement élastique.

S'il reste un tassement résiduel après levée des charges, on parle de tassement plastique.

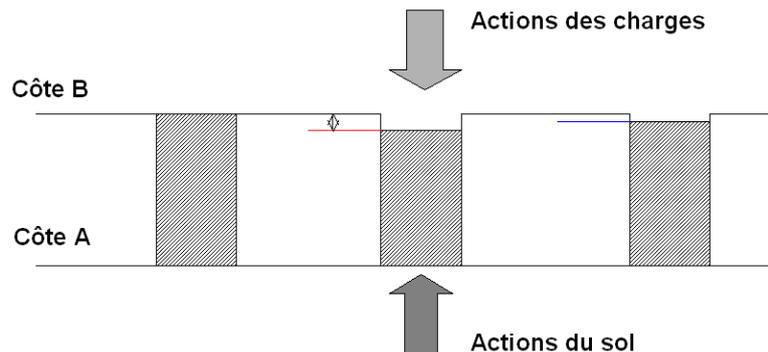


fig. n°1.4 – Tassement élastique, tassement plastique

Ces phénomènes de tassement ne peuvent être évités. Lorsqu'un bâtiment est construit, il y a d'abord un tassement immédiat (qualifié d'absolu), puis le sol réagit en fonction de ses caractéristiques singulières sous une fondation précise. La différence entre les tassements de fondations voisines est appelée « tassement différentiel ». Ces différences ne doivent pas excéder certaines valeurs sous peine de générer des désordres dans les constructions.

Outre ceux dus à la consolidation primaire ou secondaire du sol, il existe d'autres origines aux tassements :

- présence de caves ou de galeries au voisinage de la surface,
- érosion souterraine,
- glissement de terrain,
- effets des vibrations et des chocs, particulièrement dans les sols peu compacts,
- abaissement de la nappe phréatique,
- contraction du sol par dessiccation,
- insuffisance des blindages dans les fouilles,
- gonflement des argiles par humidification (due ou non au projet),
- action du gel (due ou non au projet),
- action d'agents chimiques (au voisinage des usines).

Concernant les tassements différentiels, même dans les sols théoriquement homogènes, ils peuvent s'écarter de 25 à 50% des valeurs calculées, l'hétérogénéité pratique des sols étant ici en cause.

### EXPLICATIONS DU PHENOMENE DE RUPTURE DU SOL

Lorsque la contrainte (charges par unité de surface) sur le sol due à la fondation dépasse une valeur limite, les capacités mécaniques du sol sont dépassées.

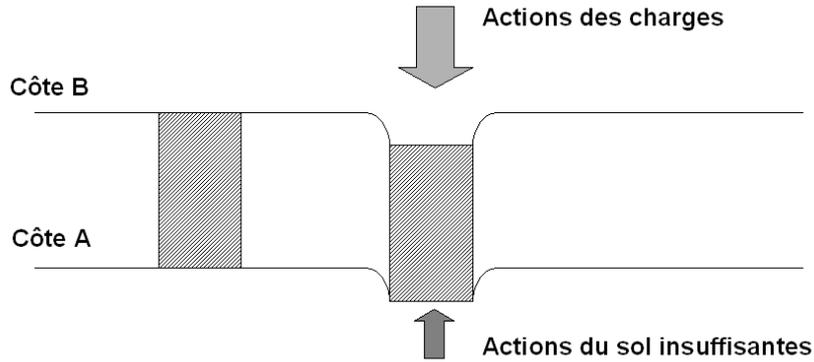


fig. n°1.5 – Poinçonnement du sol

Dans le cas d'une rupture en poinçonnement, il y a un enfoncement brutal de la fondation, entraînant des dégradations voire la ruine de l'ouvrage. Afin de ne jamais atteindre en pratique cette contrainte sur le sol, les calculs introduisent des marges, appelées «coefficients de sécurité». Nous verrons plus tard comment en tenir compte en même temps que comment on calcule cette contrainte de rupture, dite contrainte ultime, et notée  $q_u$ .

## FONCTIONNEMENT GENERAL D'UNE FONDATION

### Modèle théorique

Lorsqu'un élément rigide s'appuie ou s'enfonce dans le sol sous l'effet d'une charge verticale, le sol se déforme alors que la partie rigide s'enfonce. Ce phénomène s'arrête (ou alors se prolonge de façon imperceptible pendant plusieurs mois) de façon visible. Cette déformation se traduit par une remontée de sol autour de la fondation, qu'on appelle un refoulement. Tant qu'il y a équilibre, la déformation du sol s'arrête (ou continue de façon asymptotique) sans qu'il y ait une cassure dans le sol.

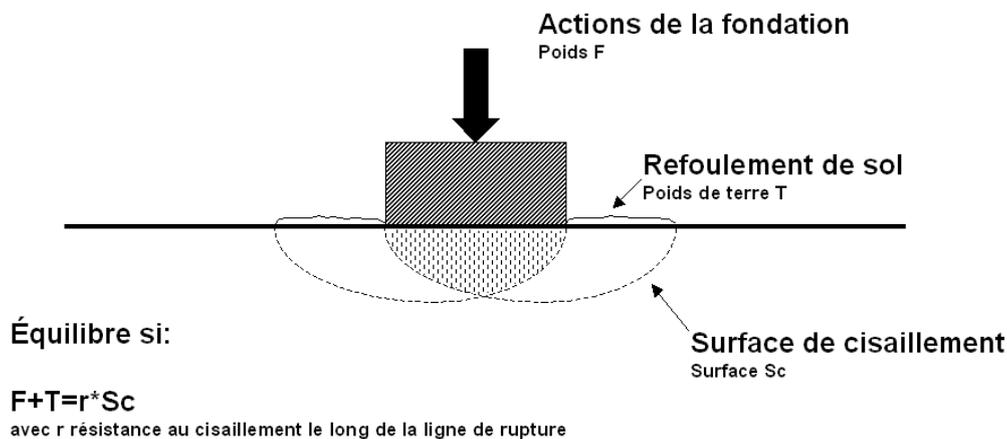


fig. n°1.6 – Mécanisme théorique

En fait, le sol est sollicité d'une façon qu'on peut modéliser avec des figures géométriques simples. La partie du sol qui résiste à l'enfoncement de la partie rigide est en fait deux demi-disques (coupure verticale). Chaque demi-disque peut être considéré comme un élément rigide qui frotte contre le reste du sol selon le demi-cercle de contact. La capacité à s'accrocher au sol de contact détermine donc en partie la capacité de ne pas glisser le long de ce cercle. C'est ce qu'on appelle la résistance de cisaillement, le long de la surface de cisaillement (voir fig. 1.6).

## Illustration de la surface de cisaillement

Lorsque la charge est excentrée, le sol est sollicité de façon dissymétrique. En fait, il va être sollicité selon deux arcs circulaires qui partent chacun d'une des deux extrémités de la base de la fondation. La dissymétrie de la sollicitation fera que les efforts de cisaillement le long de ces surfaces seront plus importants d'un côté que d'un autre. Si les efforts transmis par la fondation génèrent des forces surfaciques de contact supérieures à la résistance au cisaillement du sol, le cisaillement va se concrétiser, le sol va se déchirer selon la ligne circulaire, et va provoquer :

- un refoulement de terrain important
- la ruine de l'ouvrage due à son renversement (voir fig. 1.7)

L'équilibre de la fondation se traduit donc comme suit : une fondation est à l'équilibre si les grandeurs  $F$ ,  $T$  et  $r \cdot S_c$  forment un système stable dans la configuration initiale (il est à rappeler qu'un système est toujours stable après s'être effondré, ce qui n'est pas notre objectif)...

Interprétons l'égalité de la fig. 1.6.  $F$  génère un glissement. De la terre est refoulée au dessus de la ligne moyenne du sol horizontal. Le glissement s'arrête quand les forces de cisaillement s'équilibrent avec la somme des forces transmises par la fondation et le poids des terres refoulées.

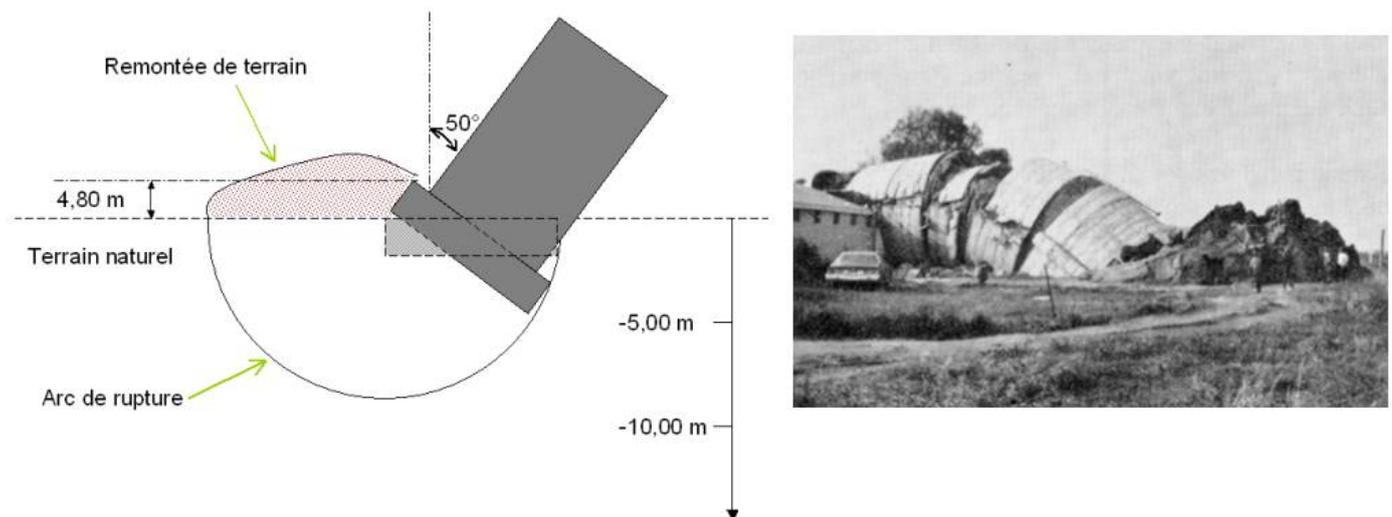


fig. n°1.7 – Illustration du cercle de glissement

Deux constats sans calcul :

- Plus le poids des terres refoulées augmente, plus on résiste au glissement, donc plus la portance de la fondation est bonne.
- Plus la résistance du sol est grande, plus la portance est bonne.

Ces constats vont nous permettre de comprendre la différence entre fondation superficielle et fondation profonde.

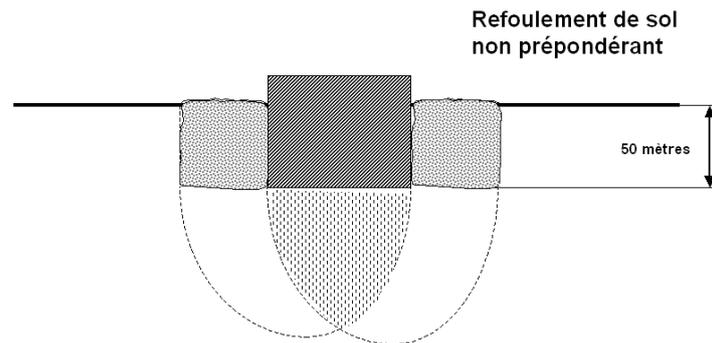
## Fondation superficielle, fondation profonde

Au-delà de la distinction vue précédemment sur la manière de transmettre les charges vers le sol (ponctuellement et de façon répartie), les fondations sont divisées en deux groupes: fondations superficielles et fondations profondes. Certains parlent aussi de fondations semi-profondes, ce qui prouve bien que les règlements concernant les fondations n'ont pas tous les mêmes limites, et qu'un flou empirique existe encore dans ce domaine.

Pour comprendre la différence entre les fondations profondes et les fondations superficielles, il faut aborder la théorie générale des fondations; nous allons le faire sommairement de façon qualitative. Les termes « superficielles » ou « profondes » peuvent induire en erreur les non initiés, car ce n'est pas à partir de la profondeur par rapport à la surface du sol qu'on décide si oui ou non une fondation est profonde.

Dans la fig. 1.8, indépendamment de la profondeur d'ancrage de la fondation (aussi appelée fiche), la géométrie relative de l'ensemble des terres refoulées montre que l'action des terres refoulées n'est pas prépondérante dans l'équilibre de l'ensemble.

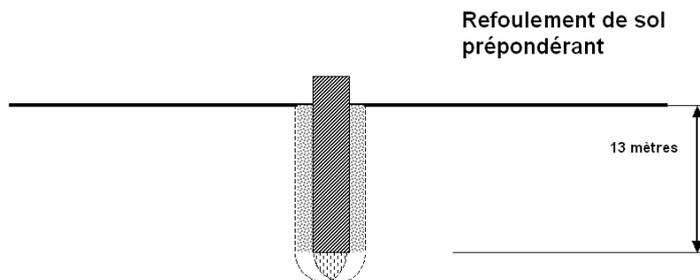
C'est ce qu'on nomme une fondation superficielle. Pourtant, dans cet exemple, la fondation descend à 50 mètres de profondeur. Cependant, la géométrie de l'élément de fondation seul montre que la largeur de cet élément est de l'ordre de sa fiche.



On regarde de très loin: 50 mètres de profondeur, c'est profond, mais le refoulement n'est pas prépondérant en ce qui concerne l'équilibre de l'ensemble. C'est ce qu'on dénomme une fondation superficielle.

*fig. n°1.8 – Fondation superficielle*

Dans la fig. 1.9, indépendamment toujours de la profondeur d'ancrage de la fondation, on constate par l'analyse des géométries relatives que l'action des terres refoulées est prépondérante dans l'équilibre de l'ensemble. C'est ce que l'on nomme fondation profonde. Elle a cependant une fiche plus faible que celle de la fondation superficielle précédente. Par contre, concernant la géométrie propre de l'élément, sa largeur n'est pas de l'ordre de grandeur de sa fiche. Elle lui est bien inférieure.



On regarde de moins loin: 13 mètres de profondeur, c'est moins que 50, mais le refoulement est prépondérant en ce qui concerne l'équilibre. C'est ce qu'on nomme une fondation profonde.

*fig. n°1.9 – Fondation profonde*

### OU EST DONC LA LIMITE ENTRE LES DEUX GROUPES DE FONDATION ?

La limite entre profondes et superficielle varie selon les auteurs et selon les règlements. Cependant, les bureaux de contrôle et le CSTB se sont mis d'accord pour considérer que pour une fiche inférieure à 3 m on se situe toujours dans le domaine des fondations superficielles. Par contre, ils ont aussi décidé qu'au-delà de 3 m, en fonction du rapport D/B si celui-ci est supérieur à 6 on se trouve dans le domaine des fondations profondes.

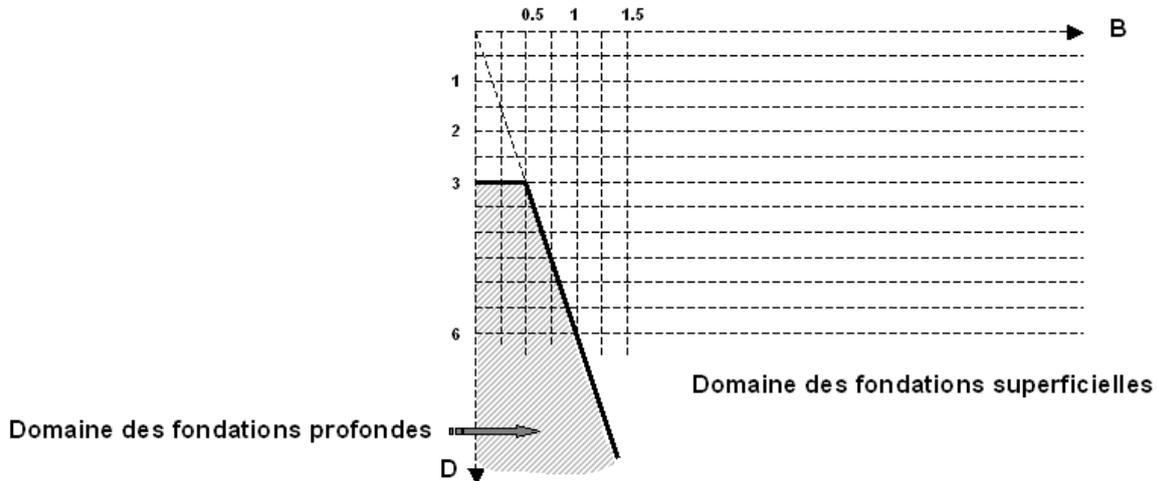


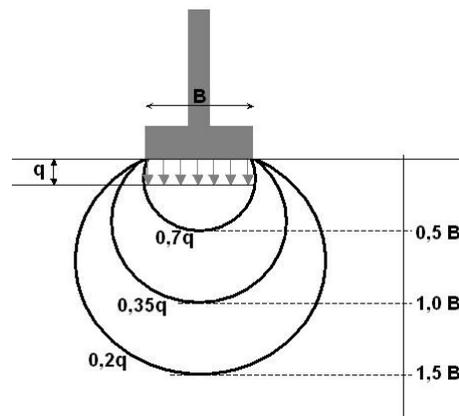
fig. n°1.10 – Limitation de domaine des fondations profondes et superficielles

Selon le type d'ouvrage, on parlera aussi de fondations semi-profondes. Ces fondations sont officiellement abordées dans les FASC62T5, concernant les ouvrages d'art. Ils parlent de fondations semi profondes lorsque  $D_e/B$  est compris entre 1,5 et 5 (dans le cas des ouvrages d'art, on introduit une profondeur relative d'encastrement qui n'existe pas pour le bâtiment). Les modes de calcul des fondations profondes et superficielles sont différents, et font l'objet de règlements. Les règlements actuels vont progressivement être remplacés par l'ensemble des normes NF EN 1997 appelées aussi EUROCODE 7.

## Forme des contraintes dans le sol sous la fondation

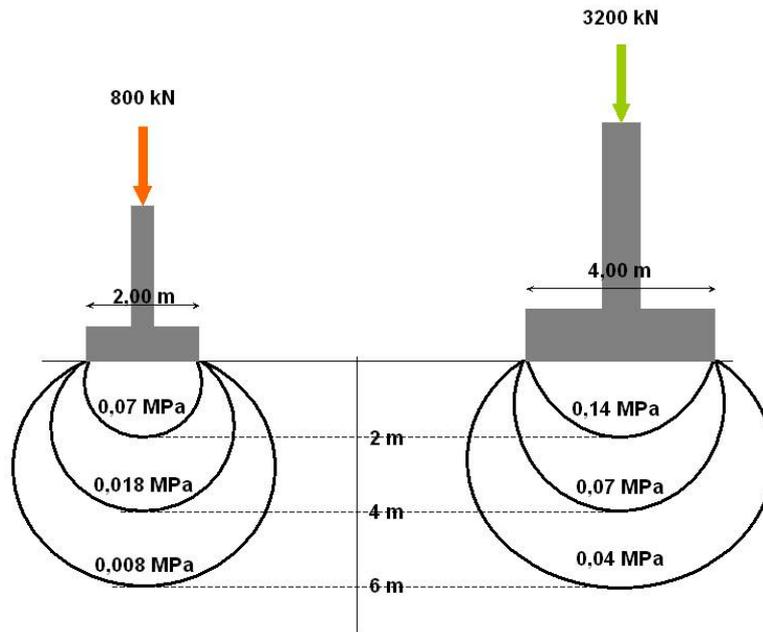
Le bulbe des pressions (voir fig. 1.11 et 1.12) est aussi un élément de la théorie de fondation à connaître, et à ne pas confondre avec le cercle de cisaillement.

Lorsque la fondation est à l'équilibre, il existe, sous son assise et dans l'environnement proche, des zones d'égale contrainte. Immédiatement sous la base, la contrainte (homogène à une pression) est celle calculée lors du dimensionnement de la fondation. Plus on va profond, plus la contrainte diminue. Cependant, la diminution suit un diagramme en forme de bulbe.



Répartition des pressions verticales dans le sol sous une semelle carrée en fonction de la pression de contact  $q$

fig. n°1.11- Bulbe des contraintes



Répartition des pressions verticales dans le sol sous deux semelles carrées inégalement chargées exerçant la même pression de contact  $q=0,2$  MPa.

fig. n°1.12- Comparaison de bulbes des contraintes

La fig. 1.13 illustre la conséquence d'une zone subissant la compression de deux fondations trop rapprochées. La notion de bulbe de pression dans le sol nous permet alors de comprendre qu'une fondation, selon ses dimensions et dispositions, peut influencer sur une fondation voisine, et éventuellement créer des désordres à cause d'une surcompression du sol qui entraîne des tassements...

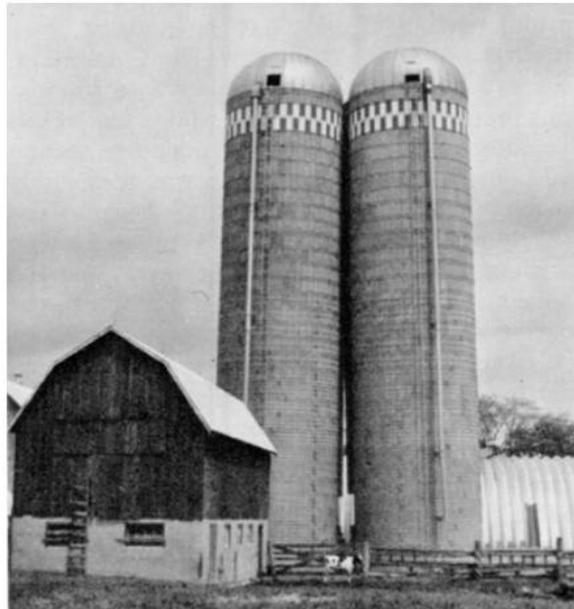
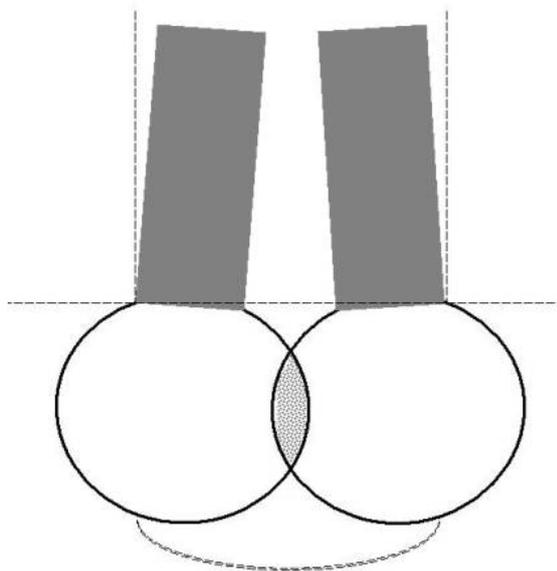


fig. n°1.13- Illustration pratique de l'influence des bulbes des contraintes

## FONCTIONNEMENT GENERAL D'UN SOUTÈNEMENT DE TYPE « MUR POIDS »

Le principe du mur-poids est que le poids du mur permet de résister aux efforts de renversement exercés par le terrain situé à droite.

La fig. 1.14 montre 5 types de forces sollicitent ces murs-poids: la poussée des terres (P), la réaction du sol (R), les pressions de nappe phréatique (S), la butée (B), et le poids propre du mur (G).

Par sécurité, on fait souvent abstraction de B dans les calculs.

Il faut déterminer P, ensuite vérifier la stabilité du mur au renversement, au glissement, et enfin vérifier que le sol peut développer une réaction R suffisante.

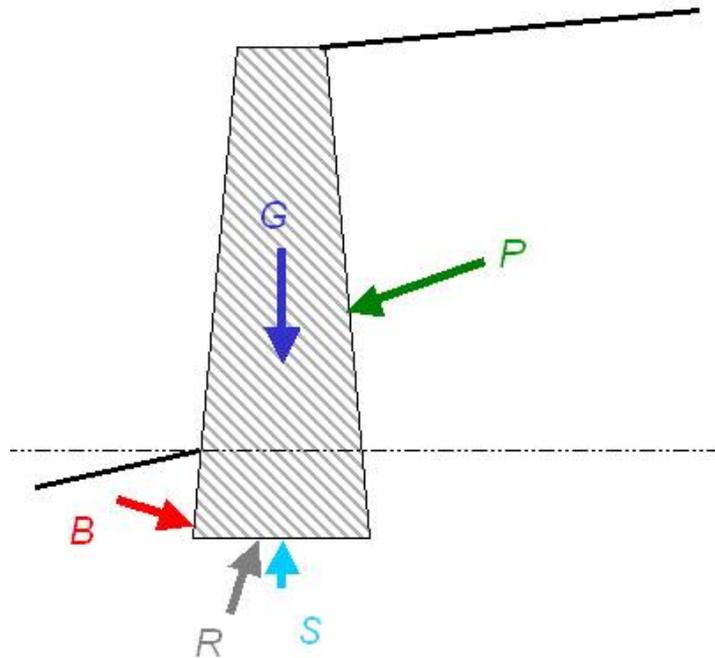


fig. n°1.14– Actions sur un mur de soutènement

Plusieurs théories existent pour calculer de tels murs. Il faut en tout cas connaître avec bonne précision les caractéristiques du sol. La valeur S doit être négligeable devant les autres paramètres. Il faut donc drainer le remblai et soigner tout particulièrement l'exécution pour que les théories restent applicables.

Sans rentrer dans les calculs, on peut notamment citer quelques théories qui ont abouti à diverses modélisations pour le dimensionnement de tels ouvrages:

- théorie de Coulomb, dite « du coin de terre de Coulomb »
- Théorie de Boussinesq
- Théorie de Rankine

Lorsque le système perd son équilibre, il y a rupture du massif selon une courbe dite courbe de glissement.

Cette courbe est rectiligne dans sa partie haute, et s'incurve au voisinage du mur. La rugosité de ce dernier influence la forme de cette courbe.

Si on s'intéresse au frottement entre le massif et le mur, on peut déterminer l'obliquité  $d$  de la force P.  $d$  varie entre 0 et  $\phi$  (angle de talus naturel).

Pour les cas usuels on adopte dans les calculs  $d=2/3\phi$ .

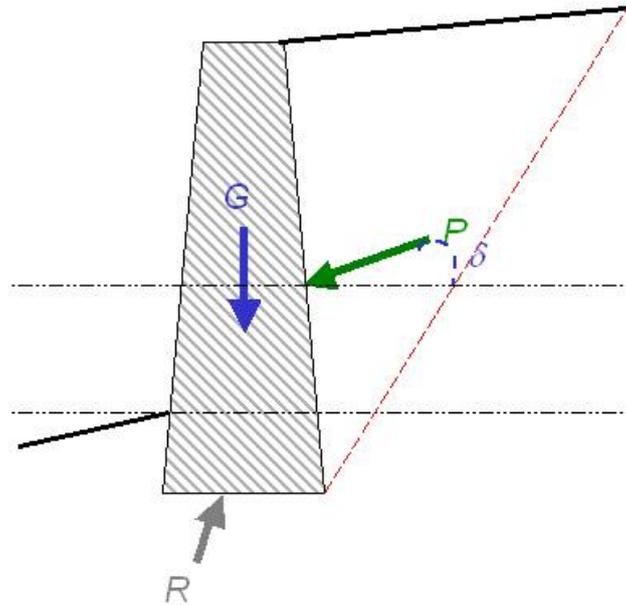


fig. n°1.15- Ligne de rupture de mur de soutènement

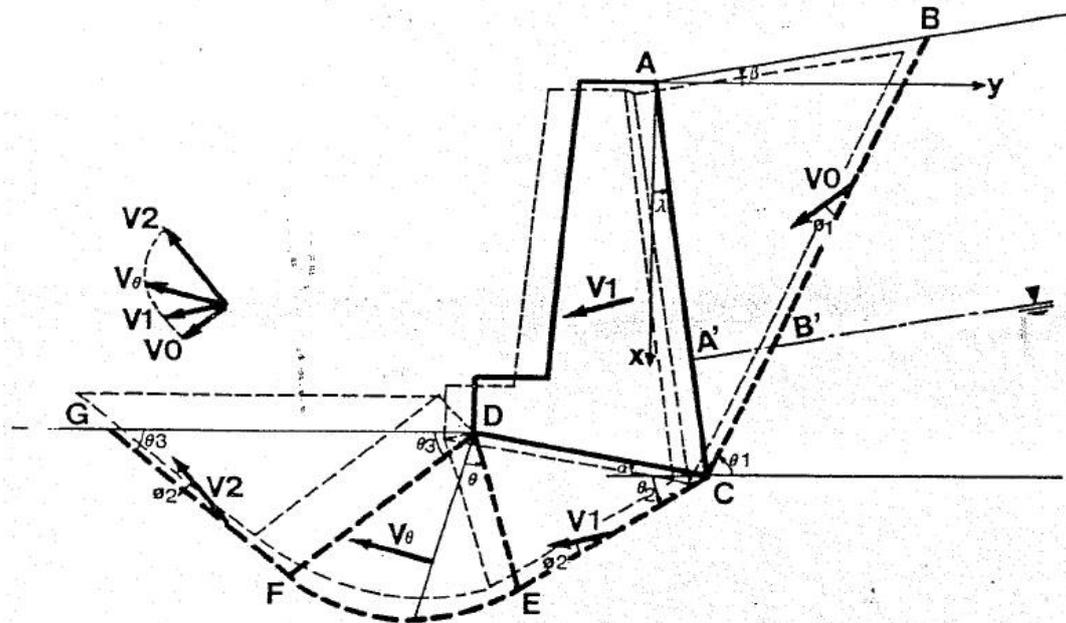


fig. n°1.16- Cinématique de rupture de mur de soutènement

## LES DIFFERENTES FAMILLES DE FONDATIONS

### Les fondations superficielles

Les fondations superficielles sont :

- Des semelles plates, en béton armé, filantes sous murs ou ponctuelles sous poteaux,
- Des massifs ou des longrines en béton souvent coulés à pleine fouille,
- Des radiers de grande dimension
- Des massifs semi-profonds (puits courts)

Leur stabilité est normalement assurée sans tenir compte des butées sur les faces verticales, sauf parfois dans le cas des massifs semi-profonds, mais on sort alors du cadre du Document technique unifié (DTU).

Même si elles ne descendent pas à une grande profondeur, les fondations verticales du type « poteau encastré dans le sol » ne sont pas des fondations superficielles et sortent du cadre des DTU.

## Les fondations profondes

Ne seront abordées dans cette partie que:

- Puits et barrettes
- Pieux et micro pieux
- Colonnes ballastées (procédé qui se situe à la limite entre technique de fondation et technique de traitement de sol)

## OUVRAGES PRATIQUES DE FONDATIONS

### Semelles ponctuelles et semelles filantes

Ces procédés sont utilisés lorsqu'un sol de bonne qualité mécanique et compact se trouve à faible profondeur, et que le projet ne nécessite pas de par sa taille et/ou sa conception une portance forte du sol. Ce sont des éléments en béton armé dimensionnés de façon à reprendre et les charges verticales et les moments induits.

Une semelle a pour rôle de répartir les charges de façon homogène sur le sol. Elle fonctionne grâce à l'association acier – béton, permettant à une armature dimensionnée de façon appropriée de reprendre en tension les charges transmises par les bielles de compression en béton.

D'autres armatures, non représentées sur le schéma fig. 1.17, permettent de réaliser pratiquement le type de liaison désiré et de reprendre les moments.

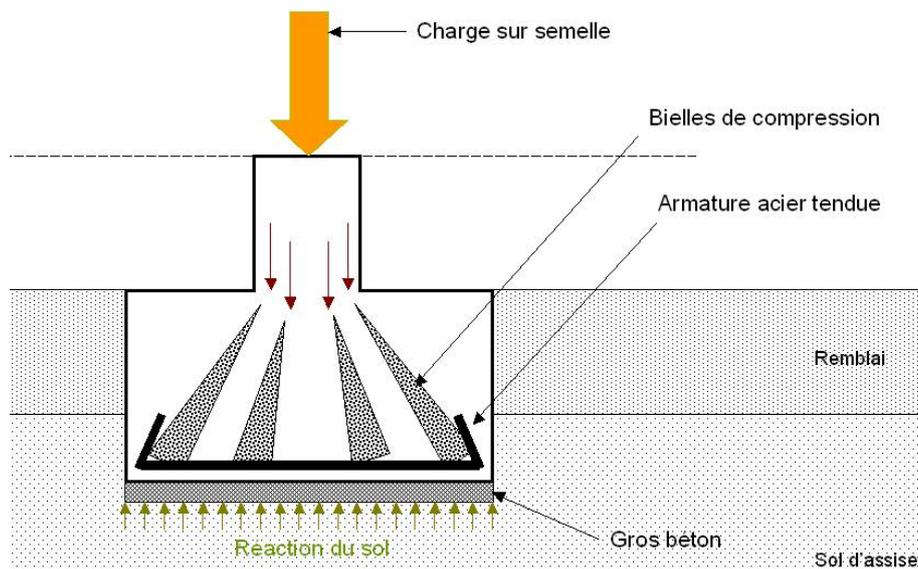


fig. n°1.17- Modélisation de semelle par bielles et tirants

### Radier général

Lorsqu'on étudie un projet, on peut être dans le cas où la surface de semelle nécessaire soit telle qu'il soit plus pratique techniquement de réaliser une sorte de grande semelle qui occupe toute la surface de la construction. Ce dispositif de fondation s'appelle un radier général.

Cela permet notamment d'utiliser toute la surface du radier pour répartir les charges. Il s'agit d'une dalle en béton armé qui repose sur une assise en tout venant compacté.

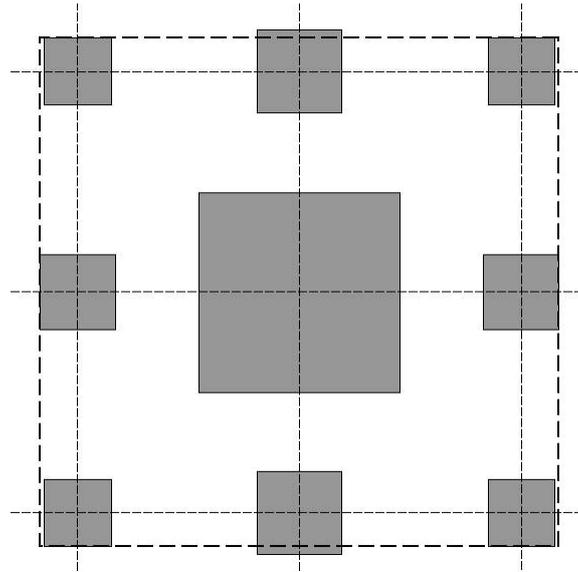


fig. n°1.18– Situation où un radier est envisageable

La solution de fondation par radier général (carré en pointillé sur la fig. 1.18) est envisageable après vérification de l'absence de tassements dus à un terrain de résistance non homogène ; on doit particulièrement s'intéresser à la nappe phréatique dans le cas d'un radier, car la poussée d'Archimède peut faire sauter le bâtiment comme un bouchon... La répartition des contraintes sous le radier doit être uniforme.

Mécaniquement, le radier se comporte comme une poutre renversée. Il est donc armé en partie supérieure entre les murs de refends.

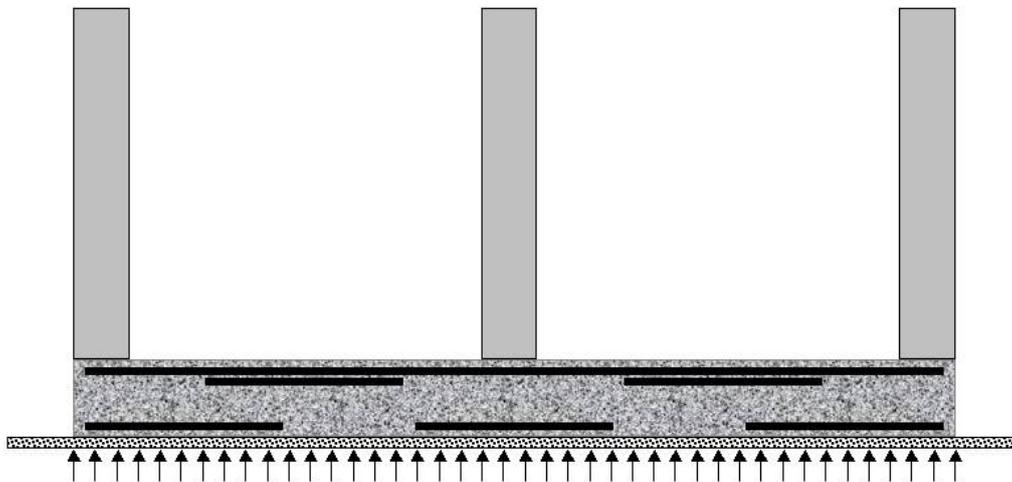


fig. n°1.19– Principe d'armature du radier sous voiles

L'épaisseur du radier varie en fonction de la nature des ouvrages (de 20 cm à 50 cm en général, au-delà exceptionnellement).

## Puits

Les puits se rattachent, de par le principe de réalisation, aux fondations profondes. Ils sont cependant calculés suivant les règles de fondations superficielles...

Pour ces raisons on les qualifie de fondations semi-profondes.

La fiche d'un puits excède rarement 5 mètres, et sa mise en œuvre est réalisée au tractopelle. De ce fait l'assise du puits n'est pas plane et on coule alors un béton de propreté en fond de puits sur 5 cm. Les puits ne comportent généralement pas d'armature.

Ils sont bien adaptés à des descentes de charges ponctuelles. Cette technique est employée dans des chantiers de faible à moyenne envergure.



fig. n°1.20- Fouille et coulage d'un puits en gros béton

## Les barrettes

La technologie s'améliorant, on a construit des machines de chantier capables de créer des excavations plus profondes (jusqu'à plusieurs dizaines de mètres) qu'avec des tractopelles, tout en respectant une faible section pour l'excavation (50 à 120 cm). On appelle ce dispositif de fondation « Barrette ».

Les barrettes sont des pieux de section très allongée, comme des éléments de murs. Elles sont coulées dans le sol dans des trous forés sous boue de bentonite. Les parois moulées sont des murs constitués de barrettes juxtaposées. Elles peuvent servir d'écran d'étanchéité ou de soutènement mis en place avant exécution des fouilles.

La section la plus rencontrée est 250 cm par 100 cm. Les barrettes sont souvent groupées. La capacité portante d'une barrette peut atteindre plusieurs centaines de tonnes. Groupées, elles peuvent fonder des ouvrages conséquents (comme la Tour Montparnasse)...

Les parois de l'excavation sont stabilisées par boue de bentonite et coulées très rapidement. Cette technique est bien adaptée à des chantiers d'envergure...

## Les pieux

Le type de la fondation profonde est le pieu, à l'origine un tronc d'arbre enfoncé verticalement dans un sol trop mou pour supporter une fondation superficielle.

La force portante d'un pieu est la somme de deux termes :

- La résistance de pointe, qui dépend de la section du pieu et de la résistance du sol à ce niveau,
- Le frottement latéral exercé par le sol sur toute la hauteur du pieu et qui dépend de la surface latérale du pieu, des caractéristiques du sol et de l'interface entre le sol et le pieu.

Les pieux peuvent donc servir à reporter les charges sur des couches résistantes situées en profondeur, comme des colonnes. On parle alors de pieux chargés en pointe.

Ils peuvent aussi, si la résistance de pointe est très faible, tenir surtout par l'effet des frottements latéraux. On parle alors de pieux flottants.

Les premiers pieux, en bois ou en béton, de faible diamètre, ne pouvaient supporter que des charges dirigées selon leur axe (compression simple). En cas d'efforts horizontaux non négligeables, on utilisait des pieux inclinés. On utilise maintenant plus souvent des pieux de forte section, en béton armé, calculés en conséquence.

Historiquement, les premiers pieux ont été battus, en bois, puis en béton préfabriqué ou en métal. On les enfonce dans le sol à l'aide d'un pilon jusqu'à l'obtention du refus. Sont venus ensuite les pieux coulés dans le sol, mais mis en place par battage. Les plus utilisés aujourd'hui sont les pieux coulés dans le sol, mis en place par forage. Enfin, il existe aussi des micro-pieux,

d'un diamètre inférieur à 25 cm, constitués d'une armature métallique enrobée d'un coulis ou mortier d'injection.

Les pieux constituent la solution technique adéquate quand le bon sol se situe à une profondeur importante, et que le chantier n'est que de moyenne envergure. Leur mode de mise en œuvre peut autoriser la prise en compte du frottement latéral.

Il existe deux catégories principales de pieux : les pieux battus et les pieux forés. Ces catégories sont elles-mêmes des familles qui comportent de nombreuses variantes que nous ne ferons que citer.

Pour l'ensemble des types de pieux, **l'ancrage minimal** doit s'effectuer dans la couche de sol dite « bon sol » ; on veillera à ancrer le pieu de 3 fois son diamètre dans la couche préconisée s'il fonctionne principalement en pointe.

Sur chantier, la pratique du **recépage des pieux** correspond à la démolition des bétons pollués remontés du fond de forage. Ces bétons se trouvent en partie haute (tête) du pieu, et leur « recépage » permet de mettre à nu les armatures pour reprise dans le massif de tête. Le recépage se fait une fois le béton pris de façon à ne pas modifier la position des armatures par les vibrations dues au marteau piqueur.



*fig. n°1.21- Coulage à la tarière, recépage, et tête de pieu recépage*

### PIEUX BATTUS

Ce sont des éléments préfabriqués qu'on enfonce dans le sol par battage avec un mouton jusqu'à l'obtention d'un couple de valeurs (enfoncement, énergie) qui correspond à la résistance mécanique désirée.

Les capacités portantes sont de l'ordre de 100 tonnes pour des diamètres de 50 cm à 80 cm.

### PIEUX FORÉS

Ce sont des éléments mis en place à l'intérieur d'un trou préalablement foré (tarière pour les terrains meubles, roto percussion pour les terrains rocheux...).

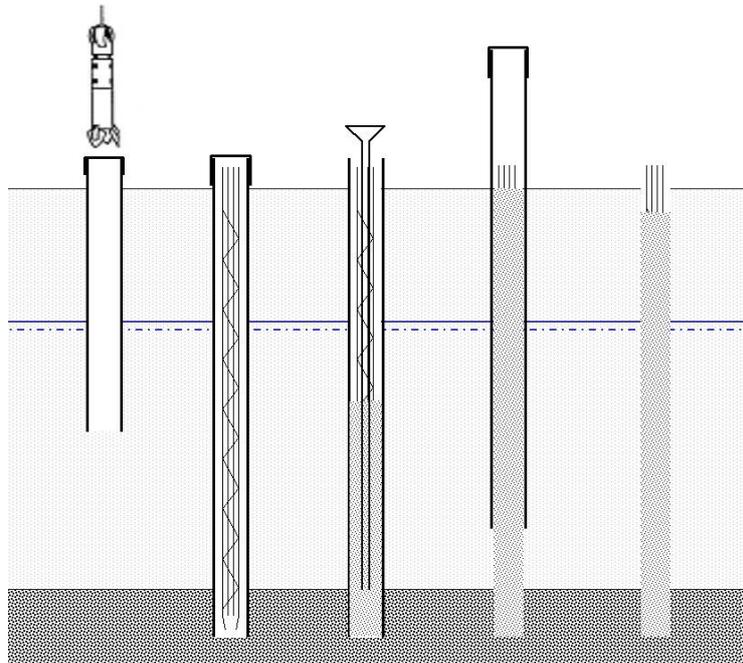


fig. n°1.22- Principe de mise en œuvre d'un pieu foré tubé

### PIEUX FLOTTANTS

Ce n'est pas un type de pieux, mais une désignation de son mode de fonctionnement. Dans ce cas, le frottement latéral est prépondérant sur la résistance de pointe.

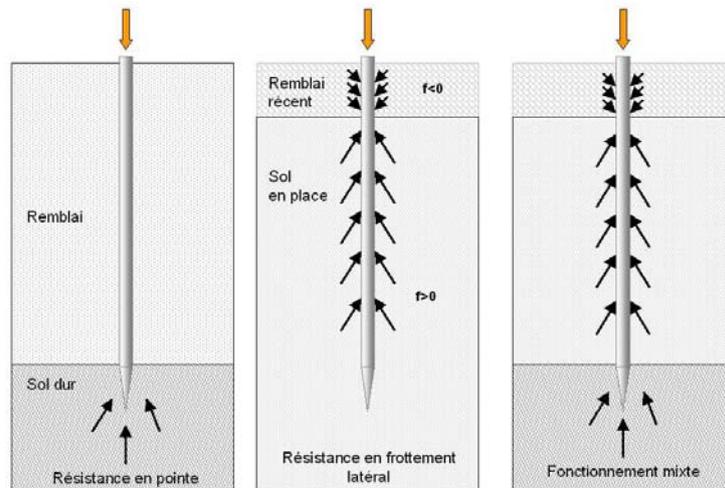


fig. n°1.23- Principe de fonctionnement mécanique d'un pieu

### LES MICROPIEUX

Ce sont des pieux dont le diamètre est inférieur à 25 cm.

Ils ne travaillent donc qu'en frottement latéral, du fait de leur faible diamètre.

Pour leur mise en œuvre, on réalise un forage préalable de petite section. Dans ce forage on introduit un « armature » (un tube creux métallique de forte section) qu'on descend en fond du forage et qui dépasse du terrain en partie haute. Il assurera la liaison avec la tête du micropieu grâce à une platine. On injecte un coulis de ciment par cet armature.

L'injection peut se faire à faible pression (moins de 1 MPa) ou à haute pression (plusieurs MPa). Cet aspect a des conséquences sur les forces de frottement, donc sur la capacité portante.

Les micropieux de 14 cm de diamètre peuvent atteindre des capacités portantes variant de 50 à 80 tonnes. Mais on a l'habitude de les dimensionner pour 30 à 40 tonnes.

La technique des micropieux est bien adaptée à la réparation ou à la rénovation.

C'est aussi une bonne alternative quand on veut fonder un ouvrage en bordure de fondations existantes.



fig. n°1.24– Exemple de mise en œuvre d'un micro pieu

## Les colonnes ballastées

Pour exécuter une colonne ballastée on réalise une excavation par des engins mécaniques. Puis on la remplit de matériau de type ballast qu'on compacte grâce à un pilon introduit dans l'excavation. Ce matériau repousse le terrain et compacte à son tour le sol. On répète cela plusieurs fois. Le maillage de colonnes est déterminé par les caractéristiques du terrain et les charges à reprendre. La section des colonnes dépend de l'aptitude du sol à se déformer lors de la phase de compactage. Une fois les colonnes achevées, le sol est un matériau composite, fait d'une alternance de colonnes et de sol en place, mais qui a été compacté par l'action des colonnes. Les colonnes ballastées constituent donc une technique hybride qui inclut une amélioration du sol par compactage.

On fonde ensuite l'ouvrage soit sur les colonnes par des fondations superficielles ponctuelles, soit sur le matériau hybride par un radier.

Pour des sections de largeur 60 cm à 120 cm les colonnes ballastées classiques offrent des portances de 20 à 30 tonnes par colonne.

Ce système de fondation est intéressant pour des chantiers relativement importants.

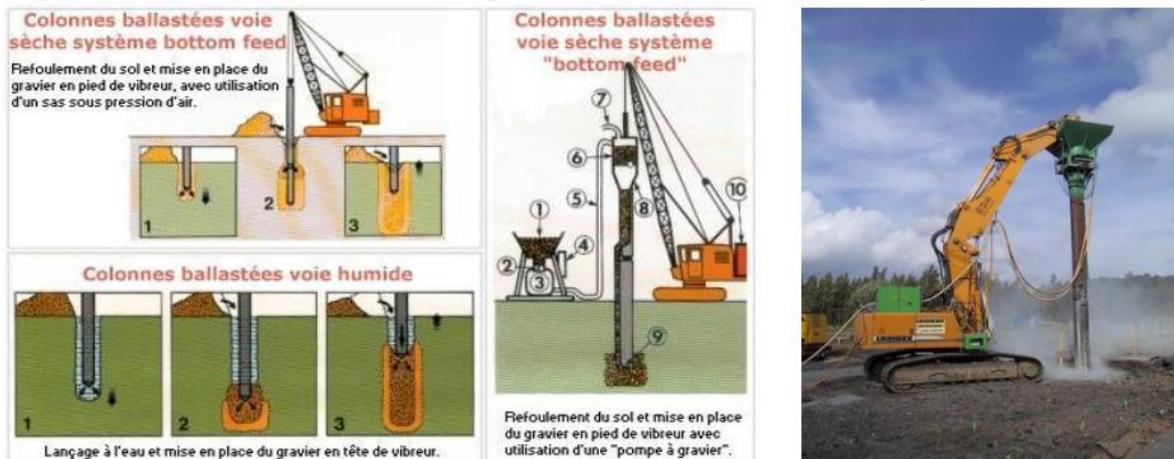


fig. n°1.25– Exemple de mise en œuvre d'une colonne ballastée

## Tableaux synoptiques des techniques de fondations

Mode de fondation	Envergure du projet		
	Faible	Moyenne	Grande
Semelles, radier	Très adapté	Très adapté	Très adapté
Puits	Bien adapté	Très adapté	Très adapté
Barrettes	Non adapté	Bien adapté	Très adapté
Pieux	Non adapté	Assez adapté	Très adapté
Micropieux	Bien adapté	Bien adapté	Non adapté
Colonnes ballastées, traitement du sol	Non adapté	Assez adapté	Très adapté

La profondeur du bon sol est:	L'ouvrage est		
	léger sans sous-sol	lourd sans sous-sol	avec sous-sol
faible	Semelles en hors gel	Semelles en hors gel	Semelles
moyenne	Puits ou radier	Puits ou pieux	Semelles ou puits
grande	Radier ou pieux	Pieux, barrettes, ou colonnes ballastées	Pieux ou barrettes

## OUVRAGES PRATIQUES DE SOUTÈNEMENTS

### Murs préfabriqués

Ils peuvent être en béton armé ou en métal, et sont constitués d'éléments superposés. Leur aspect esthétique peut être travaillé. Ci-dessous coupe (a) et détail (b).

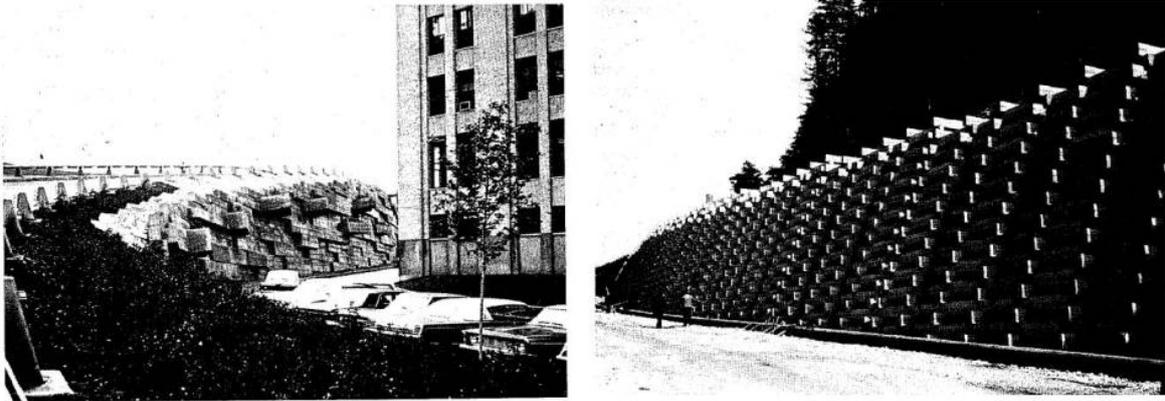
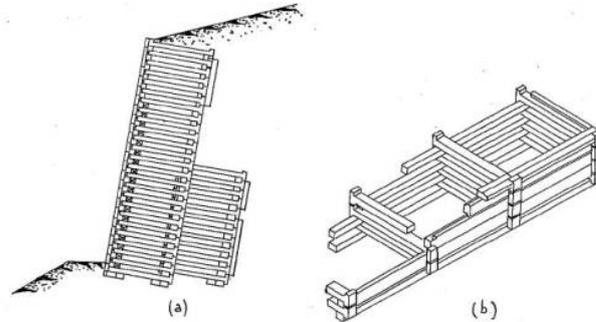


fig. n°1.26- Exemples de murs préfabriqués

### Terre armée

La technique de la terre armée a été mise au point en France en 1965. Son principe est l'association d'armatures métalliques à un sol pulvérulent. Les armatures résistant à la traction, le matériau composite ainsi créé a une cohésion anisotrope dans la direction des armatures. Le soutènement en terre armée est terminé sur la face visible par un parement (dont l'objectif unique hormis l'esthétique est de retenir les grains de sols entre les armatures).

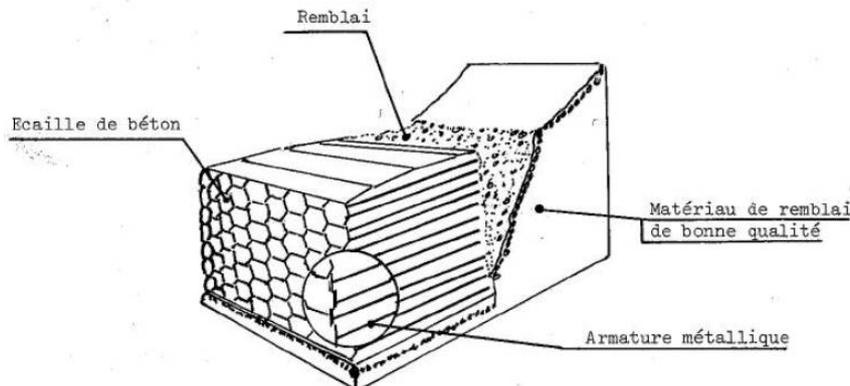


fig. n°1.27- Principe de la terre armée

La technique de mise en œuvre est de procéder par couches successives de terre d'une quarantaine de centimètres d'épaisseur. Les armatures sont en général distantes de 75 cm. Le sol

est ensuite compacté. On met en place successivement une rangée d'écailles, une couche de terre, et un lit d'armature.

Pour choisir le matériau de remblai :

- critère géotechnique: il faut que le matériau de remblai ait le comportement d'un sol grenu (angle de frottement interne du sol saturé supérieur à 25°, moins de 20% de fines inférieures à 15 microns) et qu'il puisse être mis en œuvre dans de bonnes conditions (pas d'éléments de dimensions supérieures à 25 cm)
- Critère chimique pour éviter la corrosion trop rapide des armatures: limitation de la teneur en chlorures et sulfates, limitation du pH, et de la teneur en matière organique.

On galvanise les armatures, qui sont épaisses de 5 mm, et on admet une perte d'épaisseur par corrosion en fonction de la destination de l'ouvrage, de sa durée de vie prévue.

Les deux photos fig. 28 illustrent deux parements de terre armée (métal et béton).

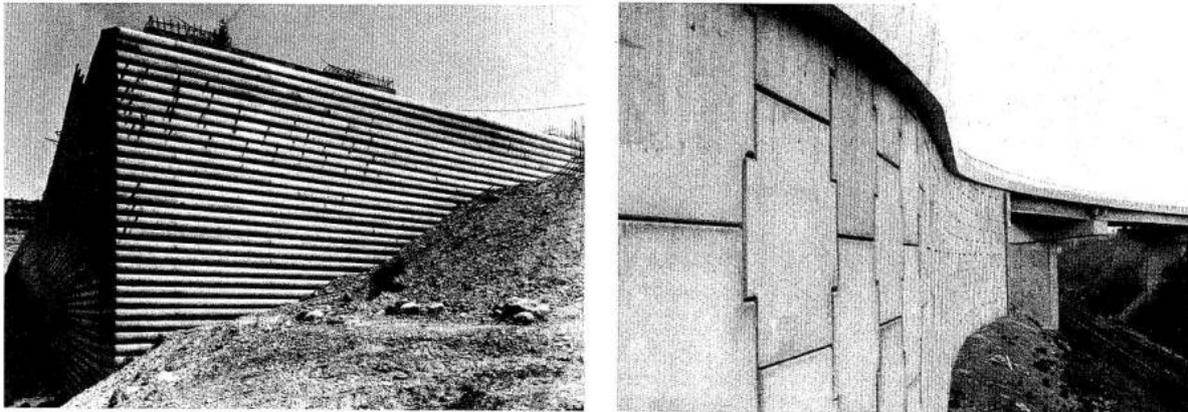
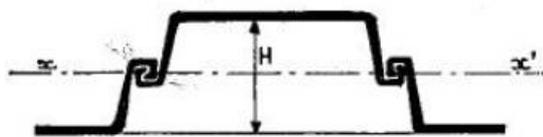


fig. n°1.28– Rendu esthétique des murs en terre armée

## Rideaux de palplanches

Les palplanches sont des éléments métalliques qu'on peut assembler pour créer des murs, appelés rideaux. On peut distinguer les rideaux ancrés (fig. 30 b), et les rideaux sans ancrage (fig. 30 a).



H hauteur  
I moment quadratique par rapport à xx'  
 $\frac{2I}{H}$  module de résistance

fig. n°1.29– Coupe sur palplanche

### RIDEAUX SANS ANCRAGE

Seule la partie enterrée du rideau, qu'on appelle la fiche, assure la stabilité.

### RIDEAUX AVEC ANCRAGE

Ces rideaux doivent une part de leur stabilité à des tirants d'ancrage reliés à des plaques enterrées dans le sol. Ces tirants sont attachés à la partie haute du rideau. En jouant sur la fiche et les tirants, on peut adapter les capacités du rideau (dans certaines limites).

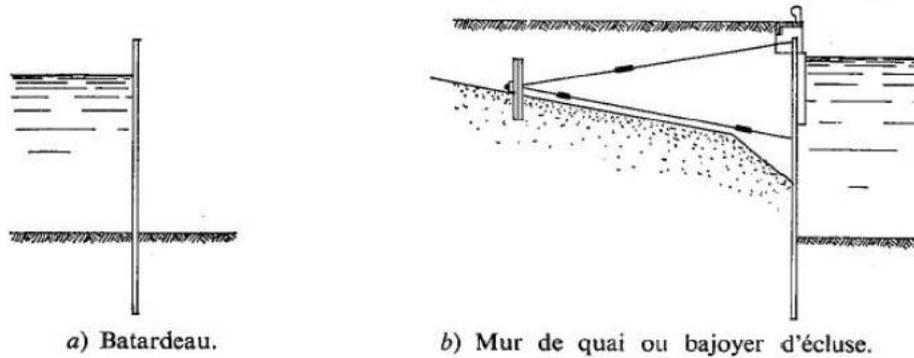


fig. n°1.30- Exemples de rideaux de palplanches

### MISE EN ŒUVRE ET UTILISATION

Les rideaux de palplanches sont des ouvrages faciles à mettre en œuvre, et sont très utilisés notamment en ingénierie maritime et fluviale, ou dans des travaux de blindage de fouilles.

### Parois moulées

Le procédé des parois moulées est né en Italie dans les années 50. Elles sont utilisées dans deux buts principaux :

- réalisation d'écrans d'étanchéité
- réalisation de parois de soutènement

Une paroi moulée est un écran vertical en béton (armé ou pas), construit sans blindage ni coffrage depuis la surface du sol par excavation de matériau à l'aide de machines adéquates. C'est une bonne alternative aux palplanches métalliques dans le cas de fouilles de grandes dimensions. Ce procédé, qui peut être utilisé dans un terrain avant même d'effectuer les travaux de fouille en pleine masse, est particulièrement intéressant lorsqu'on se trouve dans la nappe phréatique. On peut aussi les mettre loin des ouvrages définitifs, pour permettre de travailler en ayant modifié le niveau de la nappe phréatique.

L'épaisseur des parois varie de 50 à 150 cm pour une profondeur généralement comprise entre 10 et 20 m, même si on peut aller plus profond selon les moyens de mise en œuvre.

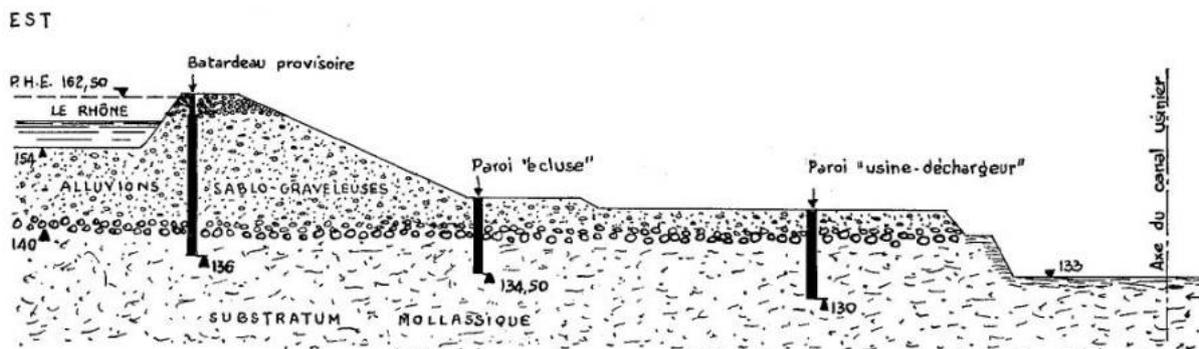


fig. n°1.31- Utilisation des parois moulées en ingénierie fluviale (1)

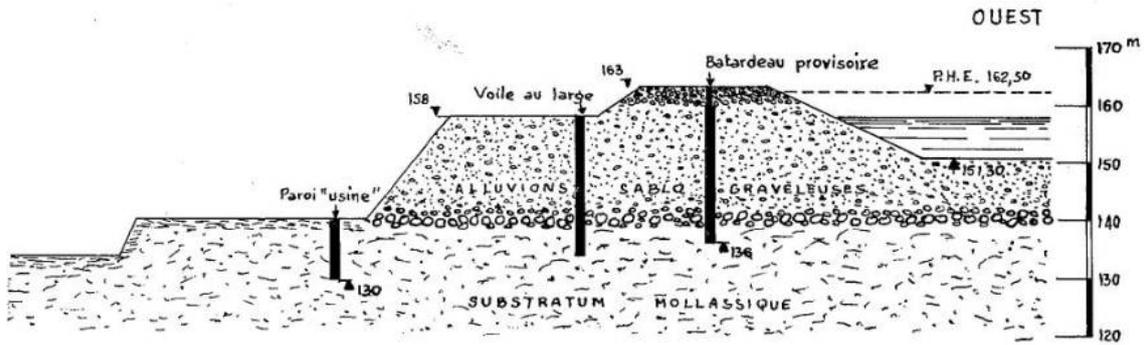


fig. n°1.32– Utilisation des parois moulées en ingénierie fluviale (2)

Le procédé de mise en œuvre est résumé sur le schéma fig. 33 :

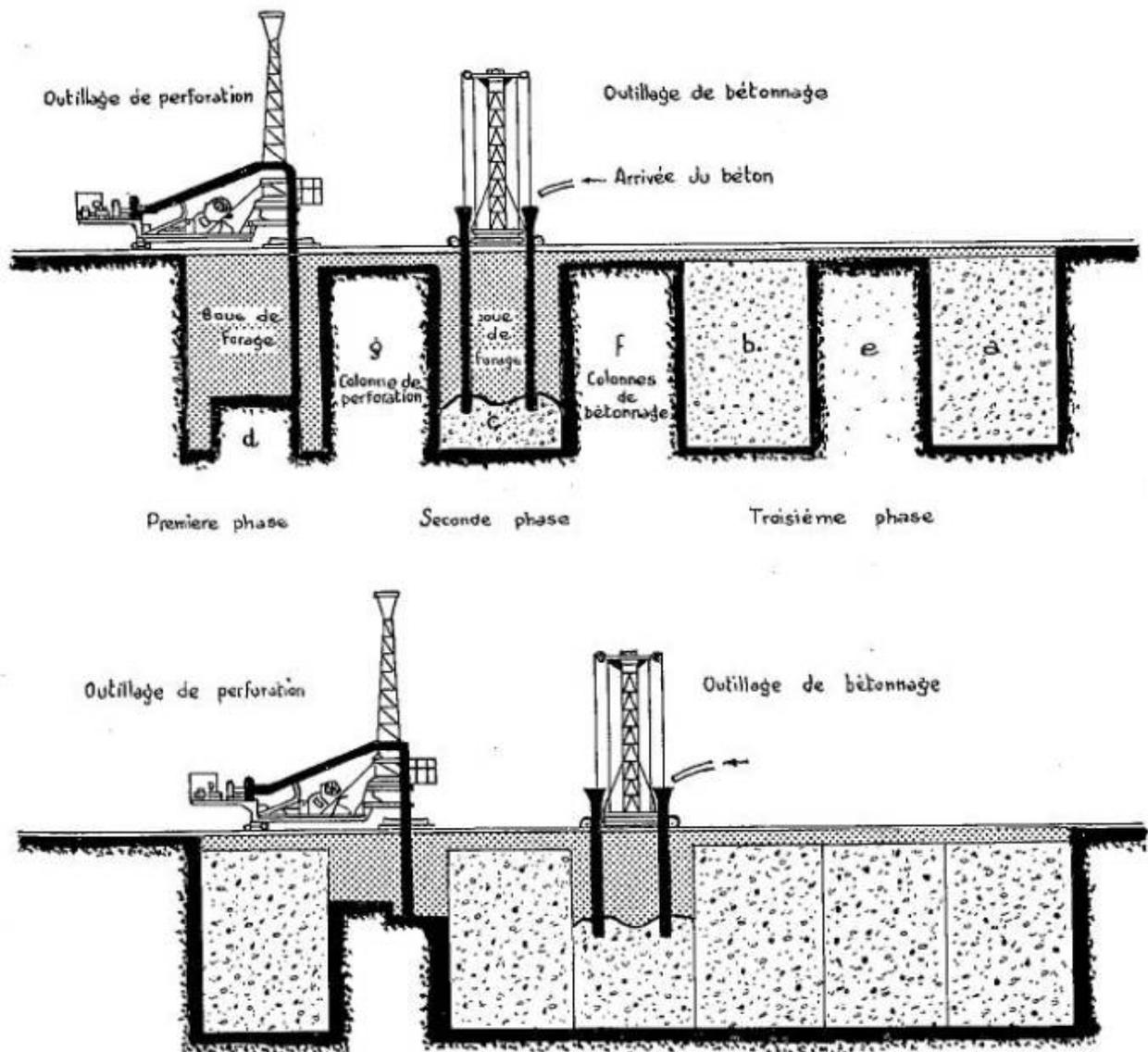
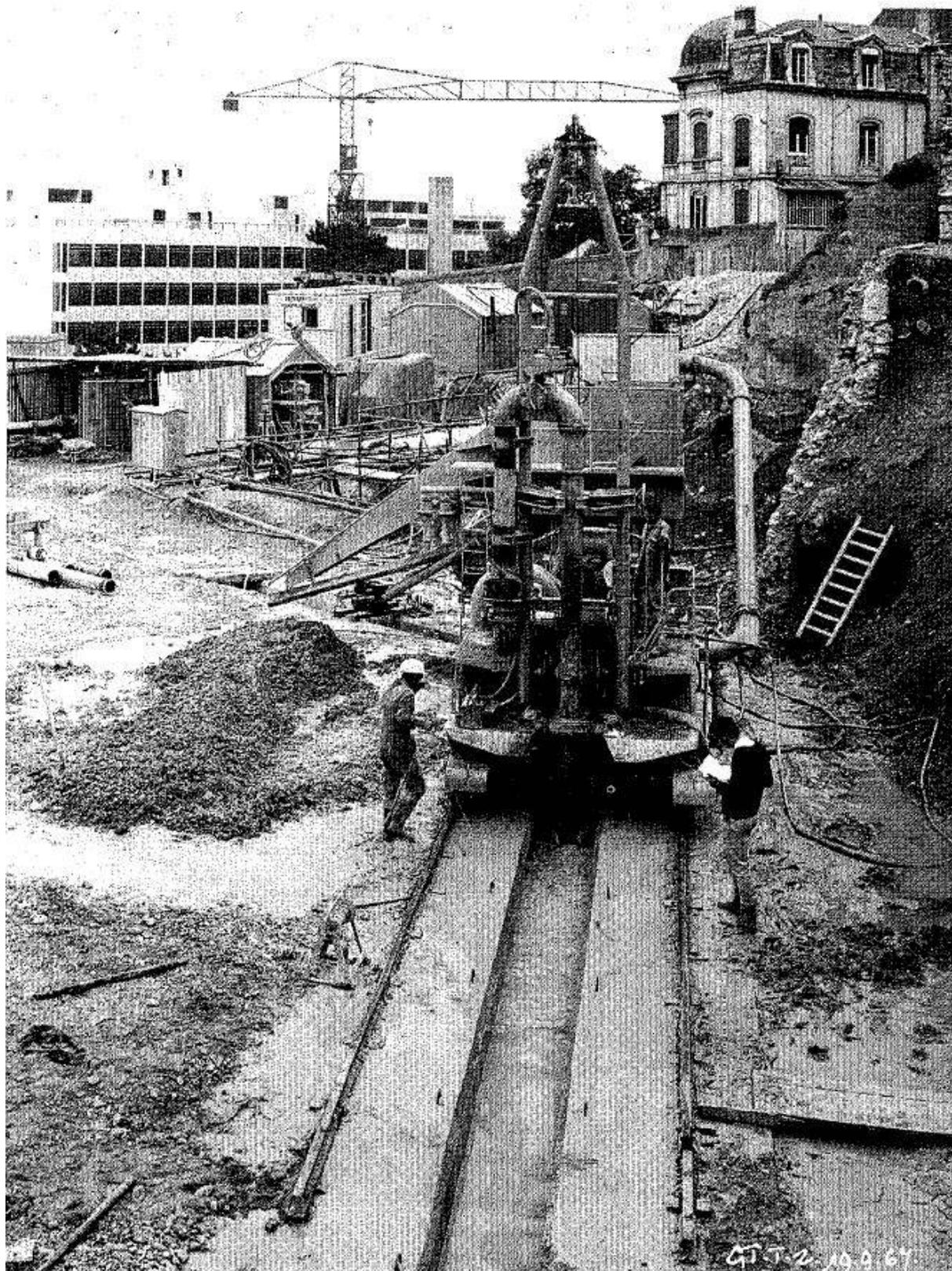
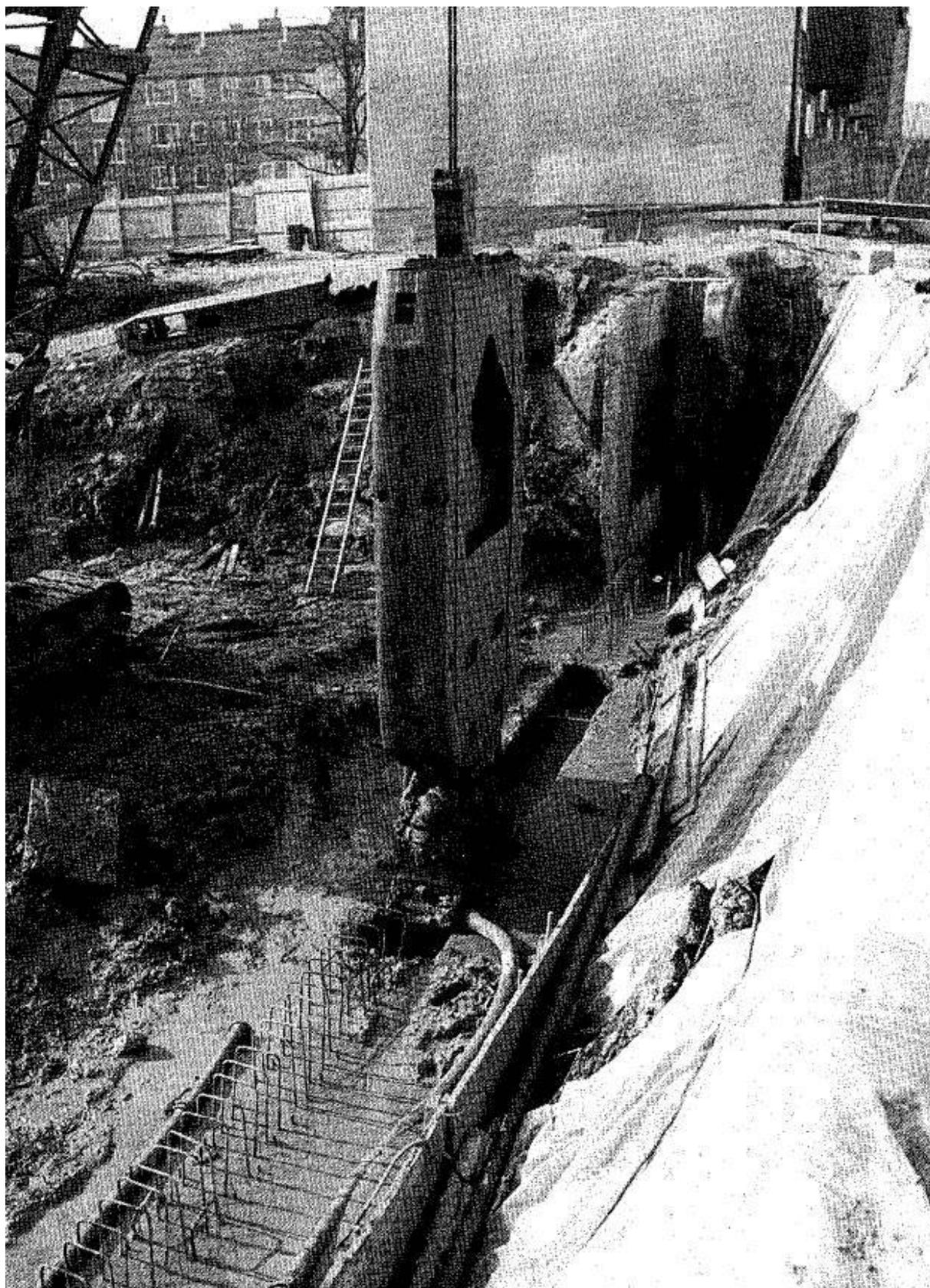


fig. n°1.33– Procédé de mise en œuvre des parois moulées

Les deux pages ci-après montrent le creusement et le coulage d'une paroi moulée dans le sol en contexte urbain.





## Parois berlinoises

Ce procédé est appelé de cette façon car il a été largement utilisé à Berlin lors de la dernière guerre mondiale. L'objectif est principalement la réalisation de blindage de fouilles, de soutènement. Cette technique est utilisée surtout pour les soutènements et blindages temporaires. Le principe est la mise en place, dans la terre et avant la fouille, de la structure verticale de la paroi (typiquement des profilés métalliques en H battus dans le sol à l'aide d'une pelle mécanique). Ensuite, une fois les éléments de la paroi installés (bois ou béton projeté), on les connecte à des tirants. Puis on vient progressivement réaliser la fouille par enlèvement successif de couches horizontales de sol. On en profite pour installer entre les profilés les éléments de la paroi, qu'on descend progressivement au fur et à mesure que la fouille progresse. On tend progressivement les tirants. Une variante est aussi l'installation de contreforts (des « poussants » par opposition aux tirants).



## Parois Parisiennes

Il s'agit en fait d'une variante de la paroi Berlinoise. Aux profilés en H battus sont substitués des pieux en BA avec aciers en attente. En lieu et place des panneaux de bois, on coule des parois en BA solidarisées aux aciers en attente... de telle sorte que l'ouvrage est permanent (la paroi Berlinoise étant presque toujours temporaire), et qu'il peut aussi avoir un rôle porteur en structure...

## Choix raisonné des techniques de fondations et de soutènements

Le choix de la solution d'intervention géotechnique va être guidé par le souci de trouver la réponse la mieux adaptée aux besoins du maître de l'ouvrage en termes de délais, de coûts, et de sécurité du chantier. Il ne faut pas oublier que si les BET arrivent à modéliser dans quasiment toutes les situations le comportement mécanique de l'ouvrage en superstructure (au-dessus du sol), la prévision parfaite du comportement de l'ouvrage en infrastructure (en sous-sol) est une utopie du fait de l'hétérogénéité et de l'unicité de chaque sous-sol. Les travaux d'infrastructures sont donc uniques et doivent être adaptés à chaque projet. De plus, des inconnues peuvent apparaître en cours de chantier (présence de blocs de meulière, de poches de vide, etc.).

On peut donc conclure que les fondations sont un domaine pour lequel l'expérience a une très grande importance.

La technique retenue pour les fondations devra par ailleurs permettre de conférer à l'ouvrage en superstructure le comportement mécanique qu'il est censé avoir en toute situation, et devra assurer qu'il n'entraîne pas de déformation excessive vis-à-vis des bâtiments existants dans l'environnement immédiat.

## DRAINAGE, CUVELAGE, GEOTEXTILES

### Drainage

Afin de prévenir des dégâts dus à l'eau, il est nécessaire de procéder à un drainage des eaux dans l'environnement immédiat du bâtiment.

Nous avons vu en effet que la présence d'eau dans le sol modifie ses capacités mécaniques, aussi est-il important de prendre les dispositions pratiques pour que l'équilibre hydrique du sol, tel que modélisé au moment du calcul des fondations de l'ouvrage, ne se modifie pas sensiblement dans le temps.

Pour ce faire, dans le cas de bâtiments construits sur un sol sensiblement plat, on met en place un drainage périphérique du bâtiment. Dans le cas d'un bâtiment sur un sol en pente, on draine sur 3 côtés seulement (dans ce cas, le côté aval n'a pas besoin de recevoir de drainage).

Le principe de la tranchée drainante et du non tissé drainant est résumé sur la fig. 34.

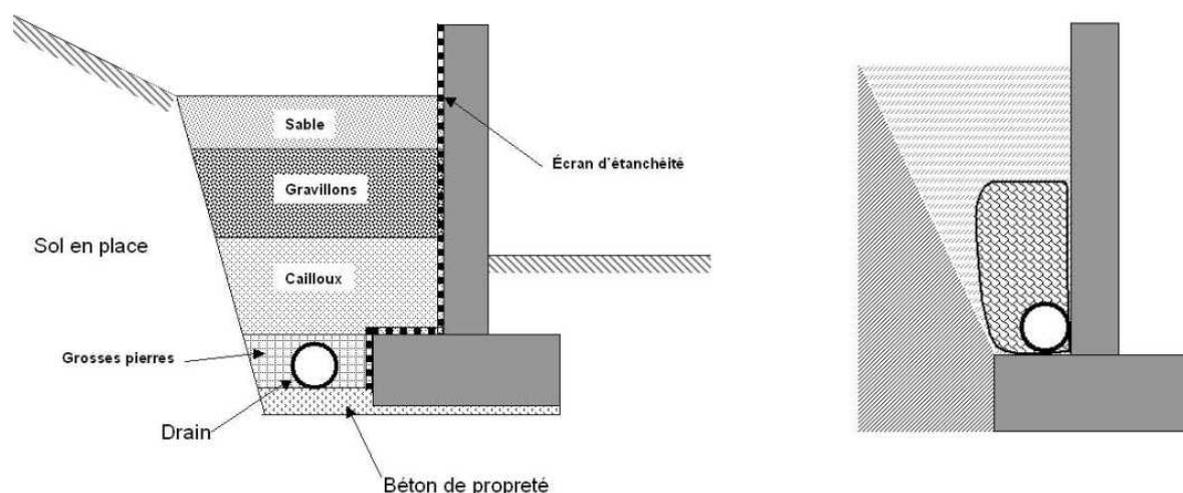


fig. n°1.34- Tranchée drainante et drainage non tissé

La tranchée drainante est réalisée grâce à la mise en place de matériaux poreux à granulométrie croissante dans le sens de l'écoulement de l'eau. Les couches successives doivent être choisies de façon à ce que les particules plus fines de la couche supérieure ne puissent être entraînées dans la couche inférieure par les eaux de ruissellement. Dans le cas d'une tranchée drainante périphérique au bâtiment et près des fondations, le drain ne doit pas être posé en dessous du niveau des fondations. Le drain peut être un tube en PVC crépiné dans sa partie supérieure.

Le drainage peut aussi être fait en utilisant un non tissé synthétique (voir paragraphes suivants pour plus d'informations sur ces matériaux).

Le but du drainage est de faire baisser la charge hydraulique du terrain, de récolter les eaux de ruissellement et de les amener à un point de collecte auquel le réseau de drainage va se raccorder.

### Cuvelage

Un cuvelage est un ouvrage de protection d'étanchéité pour une partie d'ouvrage enterré et soumis régulièrement à la montée des eaux souterraines, ou encore sous le niveau de la nappe phréatique de façon permanente. C'est un ouvrage qui se dimensionne, et se met en œuvre conformément aux dispositions prévues dans le DTU 14.1.

L'étanchéité est réalisée par un revêtement plastique, élastoplastique ou élastique qu'on applique à l'extérieur de la structure à protéger et qui résiste à la poussée de l'eau. On complète ensuite ce dispositif par un contre-cuvelage qui est soit externe à l'étanchéité, soit interne.

L'exemple fig. 35 est extrait d'un bâtiment pour lequel une galerie technique est susceptible d'être soumise à des remontées de nappes phréatiques, à contre-cuvelage interne.

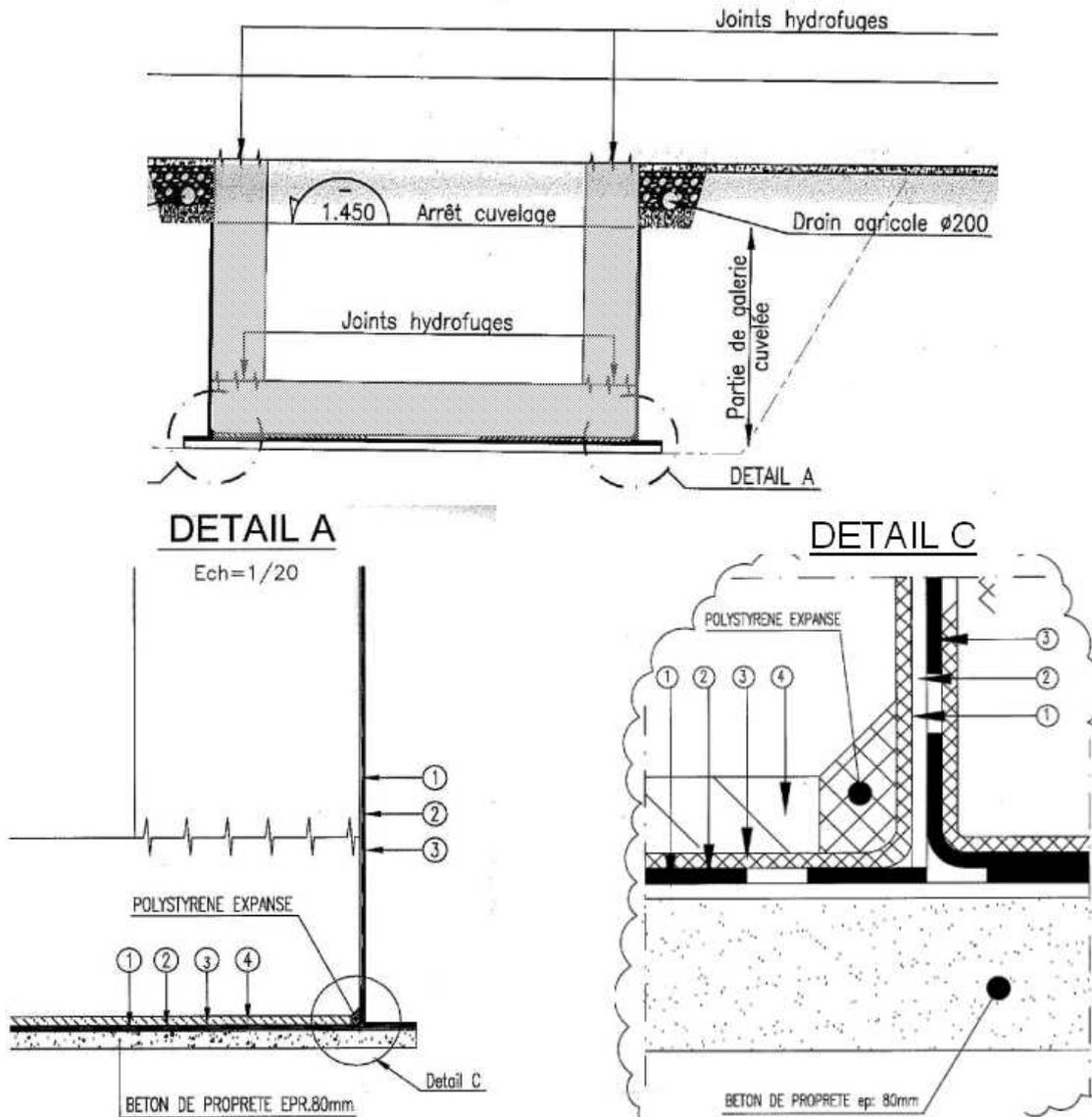


fig. n°1.35– Un des principes de cuvelage d'un ouvrage enterré

Le béton de propreté d'épaisseur 80 mm joue le rôle de pré-radier. Sa classe de résistance est C20/25.

Le ① représente un géotextile (5mm d'épaisseur avec 700g/m<sup>2</sup>). Le ② représente une membrane d'étanchéité de 2 mm d'épaisseur. Le ③ représente une membrane de protection mécanique de 18 mm d'épaisseur, et le ④ un béton maigre de protection.

## Géotextiles et géomembranes

Les géotextiles sont des films tissés ou non tissés (par ex. bidim) perméables à l'eau mais qui retiennent les éléments fins du sol. Ils sont utilisés :

- comme filtres autour des drains
- comme drains s'ils sont assez épais
- comme armature de renforcement d'un remblai devant supporter le roulement des camions.

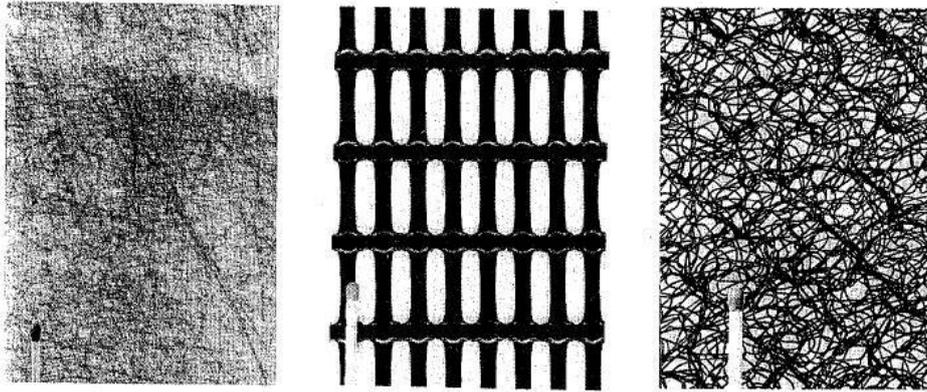


fig. n°1.36– Allure de divers géotextiles et géomembranes

Les géomembranes sont des films continus (par ex. polyane) qu'on utilise pour réaliser une étanchéité :

- sous un dallage, pour lutter contre les remontées d'humidité
- pour réaliser des barrages, retenues d'eau, canaux ou bassins. Dans ce cas ces films sont lestés, recouverts d'une certaine épaisseur de terre ou de gravier

Les géotextiles sont principalement réalisés à l'aide de fibres synthétiques (les fibres naturelles se dégradent rapidement au contact du sol). On classe cependant parmi les géotextiles des matériaux qui ne sont pas produits par l'industrie textile mais qu'on peut utiliser de la même façon (grilles et treillis en matière plastique par exemple).

On identifie un géotextile en citant au minimum son type de fabrication, la nature du polymère et sa masse surfacique (ex: treillis polyéthylène 430 g/m<sup>2</sup> ouvertures 9 mm)

Notons qu'une caractéristique des géotextiles est d'avoir, outre des propriétés analogues aux sables et graviers (laisser passer l'eau, retenir les fines, résister à la compression et au poinçonnement, coefficient de frottement élevé), des propriétés supplémentaires comme la résistance à la traction.

Le tableau fig. 37 résume les relations entre les propriétés et les fonctions des géotextiles.

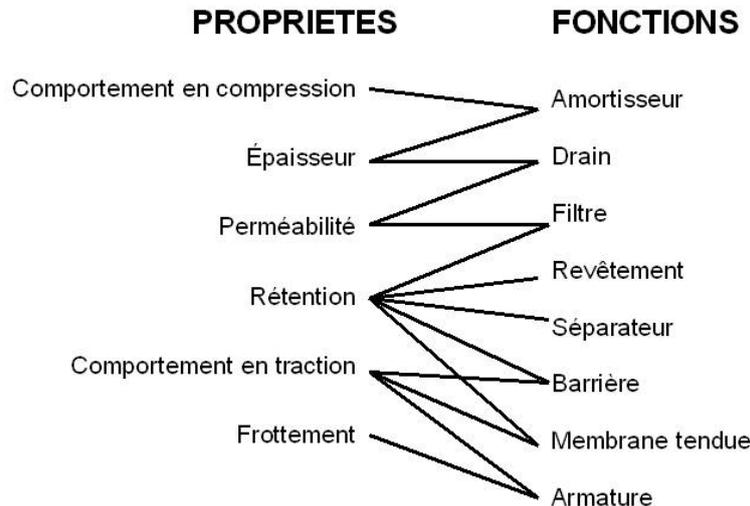


fig. n°1.37– Relation entre les propriétés et les fonctions des géotextiles

En fonction de ces propriétés, on peut choisir le géotextile adéquat en fonction de ce qu'on recherche pour la constitution d'un drainage non tissé ou bien d'un cuvelage.

## 2 – Le sol

### COMPOSITION DU SOL D'ASSISE

De façon très générale, un sol est formé par des grains (particules solides) et des vides remplis d'air et/ou d'eau. C'est en fait un mélange eau grains air. On trouve aussi des particules d'origine organique.

Cette approche en 3 phases est primordiale, bien qu'étant une constatation simple. Elle permet de définir des propriétés physiques objectives qui seront utiles lors des analyses d'échantillons en laboratoire.

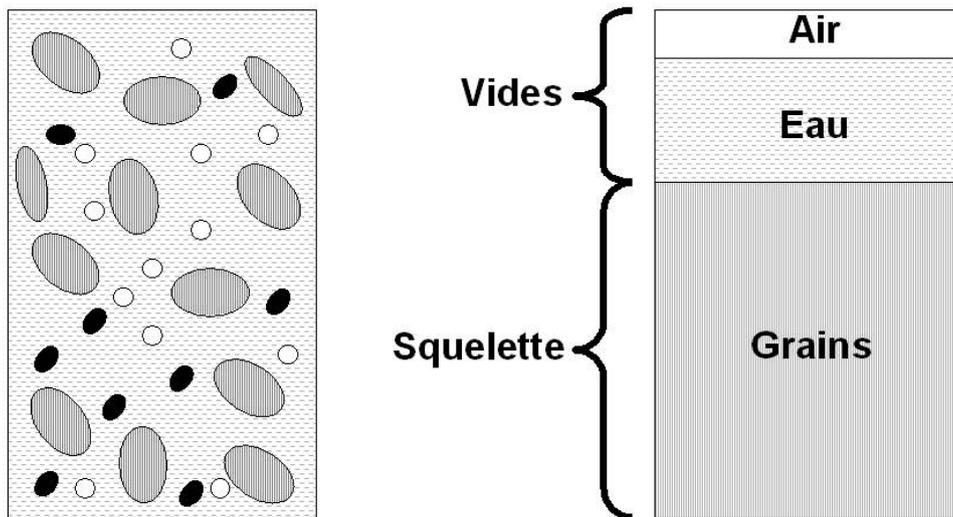


fig. n°2.1- Composition du sol d'assise

Le squelette solide (grains) est le résultat d'une dégradation physique ou mécanique d'une roche. C'est le cas des particules de dimension supérieure à  $2\mu$ , qui ont la même structure cristalline que la roche mère. Mais dans le cas des particules de dimension inférieure à  $2\mu$ , un processus chimique s'est ajouté au premier : la structure cristalline est différente de celle de la roche mère. Les plus petites particules pouvant se former à partir de ce processus chimique sont appelées argiles.

A supposer, ce qui est rarement le cas, qu'un sol ne soit constitué que d'un seul type de grains de taille identique, on ferait une différence entre un sol dont les grains ont des dimensions supérieures à 20 microns, dits sols grenus, et avec ceux dont les grains ont des dimensions inférieures à cette limite de 20 microns, dits sols fins.

### Le sol

Certaines catégories de sol ont une aptitude plus ou moins grande à piéger l'eau.

On peut en fait parler de deux sortes d'eau (voir fig. 2.2) :

- l'eau libre (qui peut circuler entre les grains) qu'on peut évaporer complètement lorsque le sol est porté à un peu plus de  $100^{\circ}\text{C}$ ,
- et l'eau adsorbée, qui constitue un film autour de chaque grain. Cette eau n'est pas mobile, elle s'évacue à  $300^{\circ}\text{C}$  et sa viscosité est importante, de sorte que le film d'eau adsorbée joue un rôle de lubrifiant entre les grains. Son influence est donc importante sur les propriétés mécaniques du sol.

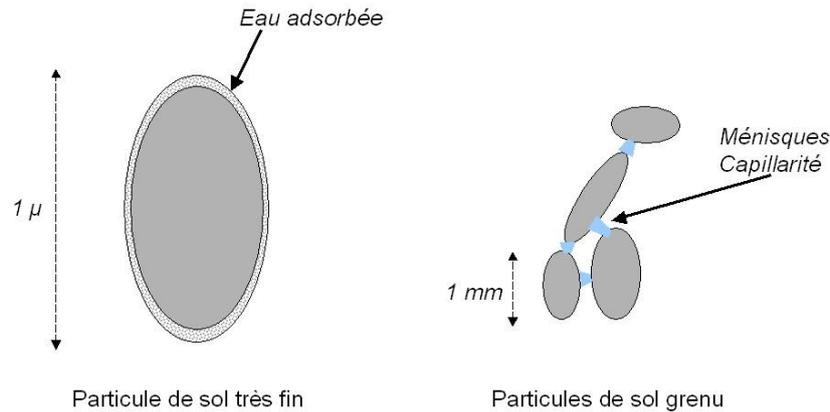


fig. n°2.2- L'eau dans le sol

Lorsqu'un sol est humide et non saturé, l'eau libre est en général concentrée aux points de contact entre les grains, retenue par des forces de capillarité qui créent entre les grains des forces d'attraction (d'où le terme de cohérence).

Dans les sols cohérents (i.e. fins), les vides sont plus importants que les particules. Ces sols sont très sensibles à l'eau, et ont une faible résistance mécanique très dispersée. Ces sols peuvent facilement retenir l'eau. Il s'agit des argiles, limons, et marnes. L'eau assure un rôle de colle qui donne sa cohérence au sol, dans les sols fins humides non saturés.

Les sols non cohérents (grenus) sont les sables, les alluvions et les graviers. Ils ont relativement peu de vides, ce qui facilite l'écoulement de l'eau, et donne une meilleure portance et de meilleures capacités mécaniques.

Il est donc très important dans une étude de sol de repérer le niveau de l'eau dans le sol, et d'obtenir des informations aussi précises que possible sur les fluctuations saisonnières de la nappe phréatique. On utilise pour cela un appareil appelé piézomètre.

## Notion de hors gel

En cas de gel interne et prolongé, l'eau emprisonnée dans le squelette du sol gèle et va donc occuper un volume plus grand que son volume initial (c'est une propriété de l'eau). Il en résulte une dislocation du squelette porteur, suivi d'un affaissement au dégel qui peut entraîner des désordres graves dans la structure. Lorsqu'on fonde un bâtiment à faible profondeur, on s'assure cependant de respecter une profondeur d'enfouissement minimale afin qu'en cas de gel, l'arase inférieure de la fondation soit protégée de l'onde thermique par la couche de sol (les ondes thermiques s'y propagent très lentement). Quand les températures hivernales ne descendent pas sous  $-5^{\circ}\text{C}$ , la profondeur de hors gel est 60 cm. Entre  $-5^{\circ}\text{C}$  et  $-10^{\circ}\text{C}$  la PHG est de 80 cm, sous  $-10^{\circ}\text{C}$  elle est de 100 cm.

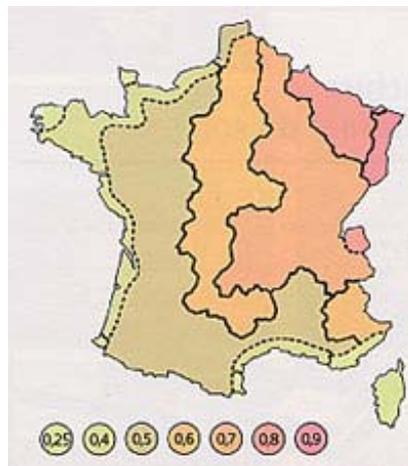


fig. n°2.3- Profondeurs de hors gel en France

## LES CRITERES CARACTERISTIQUES D'UN SOL

D'une manière générale, le poids volumique d'un sol est compris entre 23 et 28 kN/m<sup>3</sup>.

Quelques critères objectifs sont déterminés à partir de grandeurs intrinsèques faciles à déterminer (voir fig. 2.4). Ces critères seront utilisés lors des analyses en laboratoire pour des calculs sur les capacités mécaniques du sol. Ils permettent aussi, selon les plages de valeurs prises, d'avoir une idée de la nature du sol dans l'échantillon. Notamment, en fonction de ces critères et de la distribution de la taille des grains, on pourra caractériser la plasticité du sol. Les critères de plasticité ne font pas l'objet du présent cours.

### ➤ Grandeurs intrinsèques

- ✓  $V$ : volume total de l'échantillon de sol
- ✓  $V_v$ : volume des vides de l'échantillon (eau+air)
- ✓  $V_s$ : volume des grains de l'échantillon
- ✓  $W$ : poids total de l'échantillon
- ✓  $W_s$ : poids des grains de l'échantillon
- ✓  $W_w$ : poids de l'eau de l'échantillon

### ➤ Critères consécutifs

- ✓  $n$ : porosité (volume des vides par unité de volume du sol)
- ✓  $e$ : indice des vides (volume des vides par unité de volume de grains)
- ✓  $w\%$ : teneur en eau (poids de l'eau rapporté au poids de sol sec en %)
- ✓  $\gamma$ : poids volumique apparent (poids total sur volume total)
- ✓  $\gamma_d$ : poids volumique apparent sec (poids solide sur volume total)
- ✓  $\gamma_s$ : poids volumique des grains solides (poids solide sur volume solide)

SOL	$\gamma_s$	$e$	$w$	$\gamma = \frac{1+w}{1+e} \gamma_s$
Sable de Fontainebleau	27 kN/m <sup>3</sup>	0,86	10%	16 kN/m <sup>3</sup>
Argile verte du Sannoisien	26,7 kN/m <sup>3</sup>	0,77	30%	19,7 kN/m <sup>3</sup>
Limon d'Orly	26,2 kN/m <sup>3</sup>	0,49	16%	18,0 kN/m <sup>3</sup>
Tourbe (organique)	N.C.	N.C.	200%	13,5 kN/m <sup>3</sup>
Vase de Martrou (organique)	18,0 kN/m <sup>3</sup>	1,22	82%	15,0 kN/m <sup>3</sup>

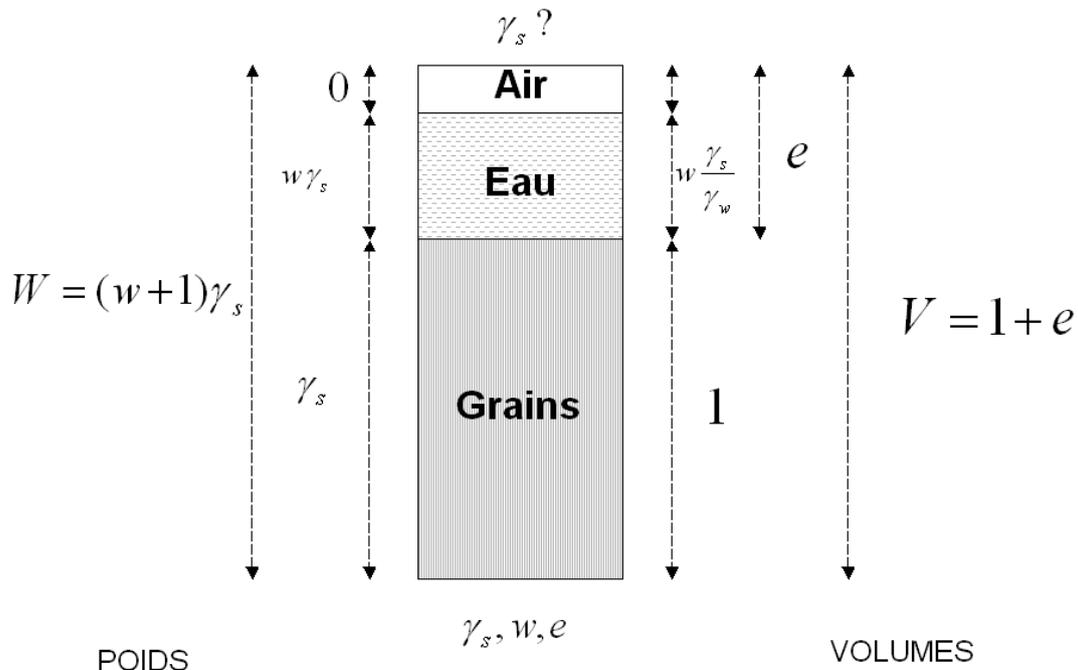


fig. n°2.4- Critères caractéristiques d'un sol

D'autres critères peuvent être tirés d'essais spécifiques. Il s'agit du coefficient de consolidation ( $C_v$ ), de la cohésion interne du sol ( $C$ ), ainsi que de l'angle de frottement interne du sol  $\phi$ .

On classe ensuite les sols en fonction de leur comportement :

- Le sol grenu voit son comportement dépendre uniquement des caractères du squelette. Ainsi, ses propriétés géotechniques restent stables qu'il soit sec, humide, ou saturé.
- Le sol fin voit son comportement dépendre de sa composition minéralogique, de sa teneur en eau, de sa structure (disposition et orientation des particules de sol). Ainsi, selon sa teneur en eau  $w$ , son comportement varie depuis celui d'un liquide ( $w$  élevé) vers celui d'un solide ( $w$  faible). Entre ces deux limites, le comportement est dit plastique.

En pratique, il y a nécessité d'aller au delà de la simple distinction entre sols fins et sols grenus. On définit une limite de liquidité qui sépare l'état plastique de l'état liquide;  $w_L$  On définit une limite de plasticité qui sépare l'état plastique de l'état solide;  $w_p$  On appelle indice de plasticité la différence  $I_p = w_L - w_p$ . Dans les sols en place, la teneur en eau est comprise entre  $w_p$  et  $w_L$ . Ces deux limites sont dites « limites d'Atterberg »

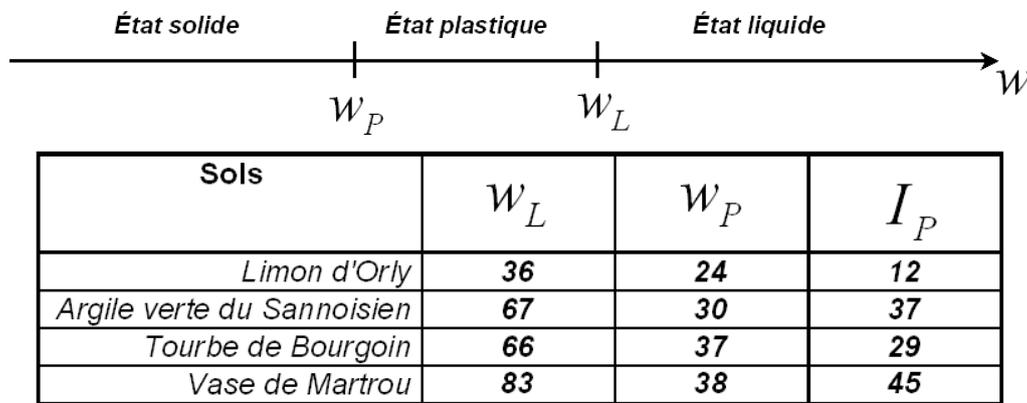


fig. n°2.5- Limites d'Atterberg

## Granulométrie des sols

On détermine la répartition des grains selon leur dimension. Les grains dans un sol n'ont en effet pas tous la même dimension.

Pour les sols grenus, on utilise une série de tamis.

Pour les sols fins on procède par décantation dans l'eau en mesurant les vitesses de chute des particules.

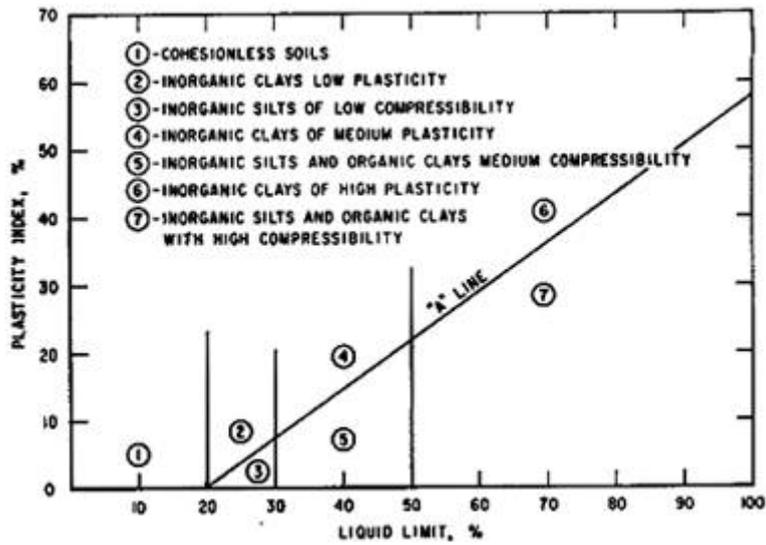
On traduit graphiquement cette analyse granulométrique par une courbe dite « Courbe granulométrique » qui donne, en fonction de  $D$  (diamètre d'un grain) le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à  $D$ .

On appelle  $D_p$  le diamètre correspondant au pourcentage  $p$ .

On définit  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ , dit coefficient d'uniformité de HAZEN.

Pour  $C_u < 2$  la granulométrie du sol est dite uniforme. Dans le cas contraire, elle est dite étalée.





GRAVES	Symboles	Conditions	Appellation
Moins de 5% d'éléments <0,08 mm	<b>Gb</b>	$C_u > 4 \quad 3 \geq C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}} \geq 1$	Grave propre bien graduée
	<b>Gm</b>	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
Plus de 12% d'éléments >0,08 mm	<b>GL</b>	Limite d'Atterberg au dessous de A	Grave limoneuse
	<b>GA</b>	Limite d'Atterberg au dessus de A	Grave argileuse
Situation intermédiaire	*		
SABLES	Symboles	Conditions	Appellation
Moins de 5% d'éléments <0,08 mm	<b>Sb</b>	$C_u > 6 \quad 3 \geq C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}} \geq 1$	Sable propre bien gradué
	<b>Sm</b>	Une des conditions de Sb non satisfaite	Sable propre mal gradué
Plus de 12% d'éléments >0,08 mm	<b>SL</b>	Limite d'Atterberg au dessous de A	Sable limoneux
	<b>SA</b>	Limite d'Atterberg au dessus de A	Sable argileux
Situation intermédiaire	*		

\* En situation intermédiaire, on utilise un double symbole.

fig. n°2.8- Classification des sols (2)

## Essais propres aux sols grenus

### ESSAI D'EQUIVALENT DE SABLE

Permet de déterminer dans un sol la proportion relative de sol fin et de sol grenu.

$$ES = \frac{h_1}{h_1 + h_2} \times 100$$

ES=0	Argile pure
ES=20	Sol plastique
ES=40	Sol non plastique
ES=100	Sable pur et propre

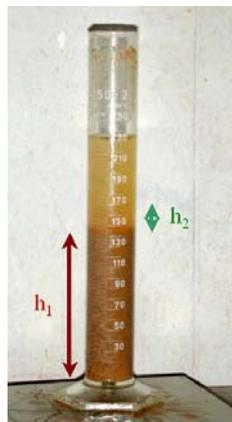


fig. n°2.9- Essai d'équivalent de sable

### INDICE DE DENSITE

Cette grandeur permet de déterminer l'état de densité dans lequel se trouve un sol grenu. On le note parfois  $I_D$  ou  $D_R$ .

Si  $I_D < 50\%$  le sol est dit lâche. Sinon, le sol est dit serré.

## CARACTERISATION DU SOL D'ASSISE PAR LES SONDAGES

### Organisation multicouche du sol

On admet en général que la structure du terrain est une sorte de mille feuilles constitué de couches continues sensiblement horizontales, et de natures différentes.

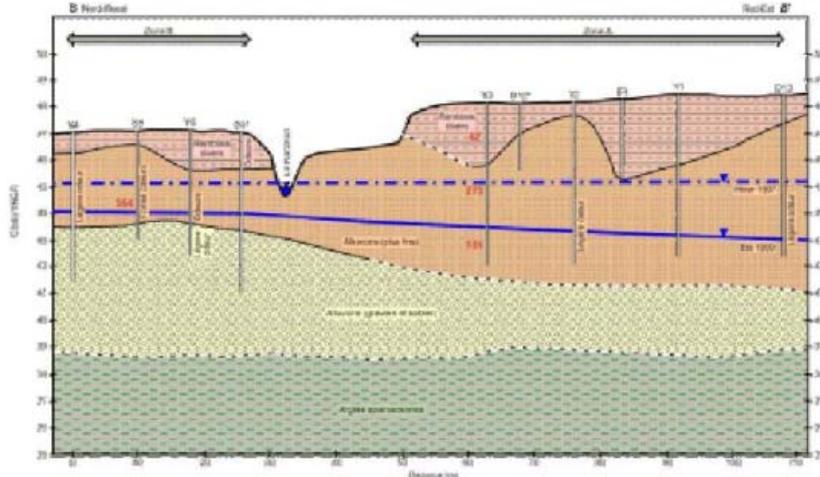


fig. n°2.10- Coupe verticale sur terrain

Les eaux de pluie qui s'infiltrent dans le sol finissent par tomber sur une couche imperméable sur laquelle elles s'arrêtent et stagnent à une certaine profondeur. Il s'agit de la nappe phréatique, dont le niveau peut fluctuer en fonction de divers paramètres.

Le comportement mécanique de certains sols variant fortement en fonction de la présence d'eau, il est important de connaître les occurrences de cette nappe. Lorsque la fondation est en partie immergée, elle subit la poussée d'Archimède, qui doit être prise en compte dans son dimensionnement.

Dans l'hypothèse du mille-feuilles, une reconnaissance faite au moyen de quelques sondages ponctuels verticaux permettra d'établir une représentation correcte du volume de sol concerné.

Si cette hypothèse n'est pas vérifiée, les sondages ne sont plus significatifs. Il faudrait faire appel à des méthodes géophysiques permettant une étude volumique. On se contente en général de multiplier les sondages.

Dans tous les cas, c'est seulement à l'exécution des fouilles qu'on connaît réellement le profil des couches rencontrées et qu'on peut arrêter les niveaux de fondations.

### L'objectif des études de sol (sondages)

*Les études de sol, ainsi que les études et l'exécution des fondations, doivent être conduites conformément au CCTG.*

*Travaux de génie civil : fascicule 62 titre 5, fascicule 68*

*Bâtiment : DTU 11.1, DTU 13.11, DTU 13.12, DTU 13.2*

*Bientôt : NF EN 1997*

Les études, sondages ou reconnaissances de sols sont faits en vue de la construction d'ouvrages précis, et ont pour but d'évaluer les caractéristiques du sol nécessaires à l'établissement des projets, et en tout cas en vue d'obtenir une bonne représentation du sol (couches, nappe phréatique) en vue de projet d'exécution. Faits parfois pendant ou après la construction des ouvrages, les sondages ont alors pour but de vérifier la validité du projet ou la stabilité de

l'ouvrage réalisé. Cette reconnaissance du sol s'effectue via des mesures in situ par des procédés appropriés, et éventuellement associées à un prélèvement d'échantillons pour analyses en laboratoire.

Le choix des caractéristiques significatives pour un projet concerné dépend de la nature de l'ouvrage à construire et de la nature du sol. Le programme de reconnaissance du sol doit donc être défini en collaboration avec le mécanicien des sols à qui on devra fournir le maximum d'informations sur le projet :

- dimensions du bâtiment
- nombre de niveaux
- charges prévues et exploitation de l'ouvrage
- type de structure et importance des tassements éventuels
- type de fondations envisagées (semelles filantes, semelles ponctuelles, radiers, pieux, etc.)
- etc.

A partir de ces données, le projeteur est en mesure de valider ou de déterminer le parti de fondation, et ce qu'il conviendra de nommer le « bon sol » pour le projet.

Le « bon sol » est une couche, en général proposée par le géotechnicien, qui permet à la fondation de jouer son rôle et qui permet donc d'optimiser les critères suivants : destination de l'ouvrage et économie du projet (on prend ici en compte les études préliminaires et l'environnement du projet).

Le géotechnicien procède à des prélèvements d'échantillons pour reconstituer, jusqu'à une certaine profondeur, un profil vertical de la nature des couches de sol rencontrées. Ces prélèvements et analyses doivent être réalisés en plusieurs endroits pour permettre un niveau d'information satisfaisant concernant le sol support. Il note la nature des couches rencontrées en fonction d'une nomenclature locale et d'une nomenclature plus générale, ainsi que l'épaisseur (les spécialistes parlent de « puissance ») des couches rencontrées.

<b>Q</b>	<b>Quaternaire :</b> dépôts nivéo-glaciaires de loess d'une épaisseur d'une dizaine de mètres, constitués de limons.
<b>Tg</b>	<b>Torgnien (Tertiaire, Oligocène) :</b> présent uniquement sur le versant SE de la Malaise sur une épaisseur de 5 à 10 m, constitué de sables fins et d'argile.
<b>B</b>	<b>Bruxellien (Tertiaire, Eocène) :</b> épaisseur moyenne variant irrégulièrement entre 30 et 45 m, constitué de sables fins verdâtres avec présence de glauconite et d'argile.
<b>L1</b>	<b>Landénien (Tertiaire, Paléocène) :</b> épaisseur progressant irrégulièrement de 6 à 24 m, constitué de sables fins verdâtres avec présence de glauconite et d'argile.
<b>Socle</b>	<b>Socle Cambro-Silurien (Primaire) :</b> profondeur de 60 à 80 m, représenté soit par l'assise Devénisienne (quartzites et grès) soit par l'assise Revinsienne (phyllades).

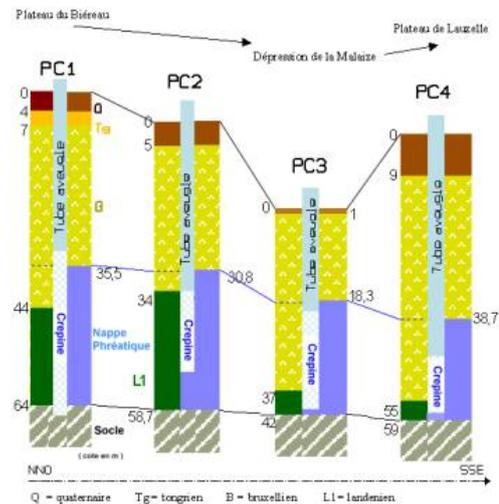


fig. n°2.11– Schématisation des profils du sol par analyse de carottages

## Discrétisation du sol

La réalisation de plusieurs sondages permet de reconstituer une approximation en coupe et en 3D du terrain support.

Entre les sondages, il n'y a donc que des interpolations et des suppositions, qui laissent place à un aléa certain.

On doit aussi tenir compte de la modification du sous-sol par l'activité des hommes au cours du temps (ex: sites où on peut trouver des anciennes fondations en meulière dans le sous-sol).

Aussi, les caractéristiques du sous-sol ne sont pas définitivement figées: elles peuvent évoluer de façon imprévisible avec le temps et les événements (variation du niveau des nappes, gonflement et retrait, liquéfaction sous séisme).

Les reconnaissances peuvent se faire par prélèvements d'échantillons à l'aide d'un carottier. Les carottes obtenues sont ensuite étudiées en laboratoire. Cette technique est onéreuse et il est souvent difficile d'obtenir des échantillons intacts et non remaniés.

Les essais *in situ* sont plus couramment utilisés (pénétromètre dynamique, pénétromètre statique, *standard penetration test*). Ces essais, sommaires mais économiques, peuvent être multipliés pour reconnaître la géométrie d'une couche résistante.

## Les carottages

Le carottier à piston stationnaire est un carottier mince, obturé intérieurement par un piston étanche.

Il ferme le tube échantillonneur lors de la descente dans le forage, ce qui évite tout remplissage par un sol n'étant pas celui qui est à la côte du carottage prévu.

Lors de l'opération de carottage proprement dite, le tube est poussé vers le bas et découpe le sol tandis que le piston reste stationnaire.

Sous le piston, l'effet de vide fait que le sol colle au piston, sans refoulement sur les côtés. Lors de la remontée, c'est toujours l'effet de vide qui solidarise l'échantillon du tube.

Il existe plusieurs appareils plus ou moins perfectionnés pour effectuer des carottages, certains autorisant même la remontée d'échantillons de plusieurs mètres de long.

Cependant, le principe reste le même (voir fig 2.12).

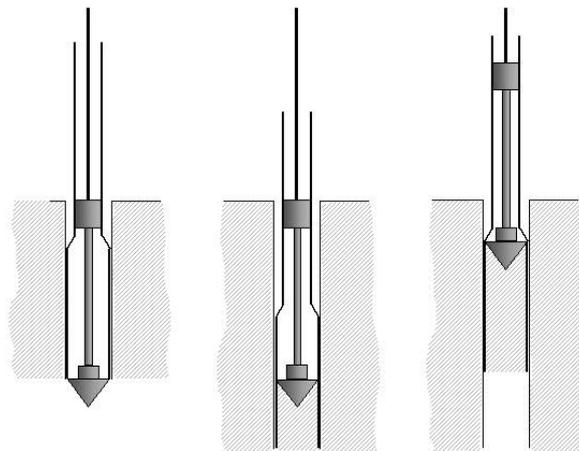


fig. n°2.12- Principe du carottage

On doit garantir les échantillons les plus intacts possibles. Chaque carotte sera soigneusement répertoriée, les échantillons conservés dans de la paraffine et emballés dans une gaine plastique rigide pour être confiés au laboratoire.

## Les essais in situ

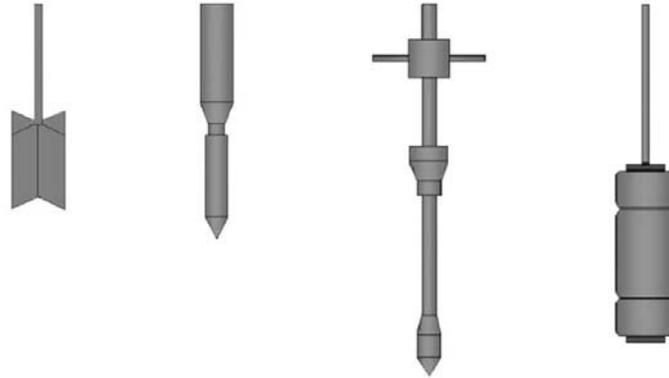


fig. n°2.13- De gauche à droite : Scissomètre, Pénétrromètre statique, Pénétrromètre dynamique, Pressiomètre Ménard

### LE SCISSOMETRE

C'est un objet constitué de 4 pales orthogonales 2 à 2 et rectangulaires qui est enfoncé dans le sol. On lui applique depuis la surface un couple de torsion par l'intermédiaire d'une tige verticale à laquelle il est relié. On mesure la valeur du couple pour laquelle se produit le cisaillement (rupture) du sol. On détermine ainsi la cohésion du sol en place.

### LE PENETROMETRE STATIQUE

Par l'enfoncement régulier de ce dispositif, on peut déterminer la résistance de pointe et le frottement latéral du sol à différentes profondeurs.

### LE PENETROMETRE DYNAMIQUE

Le pénétrromètre dynamique est un système à pointe permettant de donner une grandeur nommée « résistance dynamique du sol » en fonction de la profondeur.

C'est un dispositif qui est enfoncé dans le sol à la suite d'un certain nombre de coups donnés par une masse (mouton) lancée verticalement sur la tige depuis une certaine hauteur.

Nous ne parlerons pas plus de cet essai dont l'interprétation des résultats doit être faite avec la plus grande prudence (coefficients de sécurité de 5 à 7 sur la résistance dynamique).

### LE PRESSIOMETRE

Le pressiomètre est un appareil permettant de mesurer avec une bonne précision la résistance du sol à différents niveaux d'un sondage. Il permet d'évaluer les taux de travail admissibles et les tassements. C'est le moyen d'essai le plus couramment utilisé en France. Cet appareil donne une relation contrainte déformation pour le sol. L'essai pressiométrique est aussi appelé essai de déformation. Le fonctionnement pratique consiste en l'introduction d'une sonde constituée de trois cellules gonflables dans le sol (forage préalablement exécuté). On mesure alors les variations de pression dans les cellules.

### LES ESSAIS A LA PLAQUE

Les essais à la plaque ne donnent d'indication que sur la tranche la plus superficielle du sol. Ils sont utiles pour l'étude des fondations de chaussées ou de dallages ou de qualité des remblais. Il détermine principalement le module dit « de Westergaard ».

Le principe est le suivant : on détermine, sous l'action d'une plaque rigide chargée, le déplacement vertical moyen du sol (déflexion, notée  $s$ ).

L'essai de chargement consiste à mesurer les déflexions correspondant à une succession de pressions appliquées au sol. On consulte un géotechnicien qui détermine un programme de paliers de chargement ; chaque pression est maintenue constante jusqu'à ce que la courbe

représentative de la déflexion en fonction du logarithme du temps d'application soit linéaire. On détermine alors plusieurs paramètres :

- le coefficient angulaire  $m$  de la droite qui traduit pour chaque pression appliquée l'évolution de la déflexion en fonction du temps ;
- la pression de fluage  $q_f$  qui correspond au premier point de changement de pente de la courbe qui traduit l'évolution de  $m$  en fonction des pressions  $q$  appliquées ;
- le module de déformation (calculé pour  $q < q_f$ ) par la relation  $E_c = \frac{0,7 \times q \times B}{s}$  où  $B$  est le diamètre de la plaque,  $q$  la pression moyenne appliquée,  $s$  la déflexion moyenne de la plaque sous la pression  $q$ .

Ces essais ont deux objectifs principaux :

- permettre le dimensionnement des revêtements de chaussées et de dallages (on utilise alors la méthode empirique dite de Westergaard)
- mesurer la déformabilité des plates-formes de terrassement constituées par des matériaux dont les plus gros éléments ne dépassent pas 200 mm. Dans ce cas on utilise les mesures faites au cours de 2 chargements successifs (modules de déformation  $E_{v1}$  et  $E_{v2}$ )
- contrôler les fonds de fouille de fondations ou encore apporter des éléments complémentaires sur leur comportement.

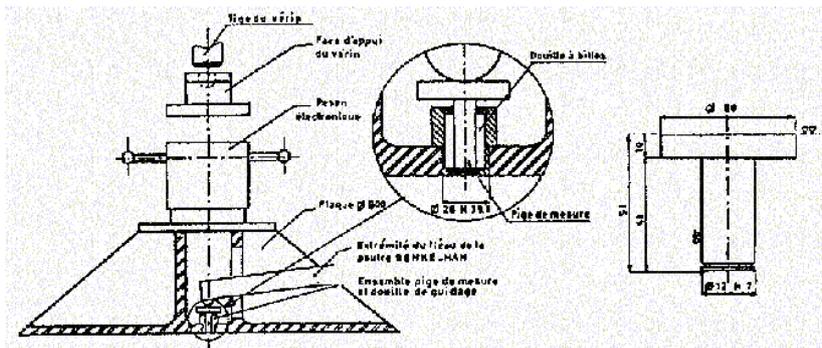


fig. n°2.14- Plaque servant à effectuer l'essai de déformation

## Zoom sur le pénétromètre statique

L'essai au pénétromètre statique permet d'obtenir un profil continu de la résistance de pointe en fonction de la profondeur. Il est aussi dénommé essai à la limite. C'est en fait une suite de mesures discontinues: on enfonce le cône seul (mesure de la résistance de pointe) sur 7 cm. Puis on enfonce l'ensemble (résistance totale: frottement latéral et résistance de pointe). La différence des deux mesures permet de déduire le frottement latéral. La vitesse d'enfoncement est de 20 à 40 cm par minute. C'est au moyen de vérins hydrauliques que l'enfoncement est réalisé.

Il existe deux types de pénétromètres: à cône mobile ou à manchon de frottement (voir fig. 52 pour le fonctionnement de l'un et de l'autre).

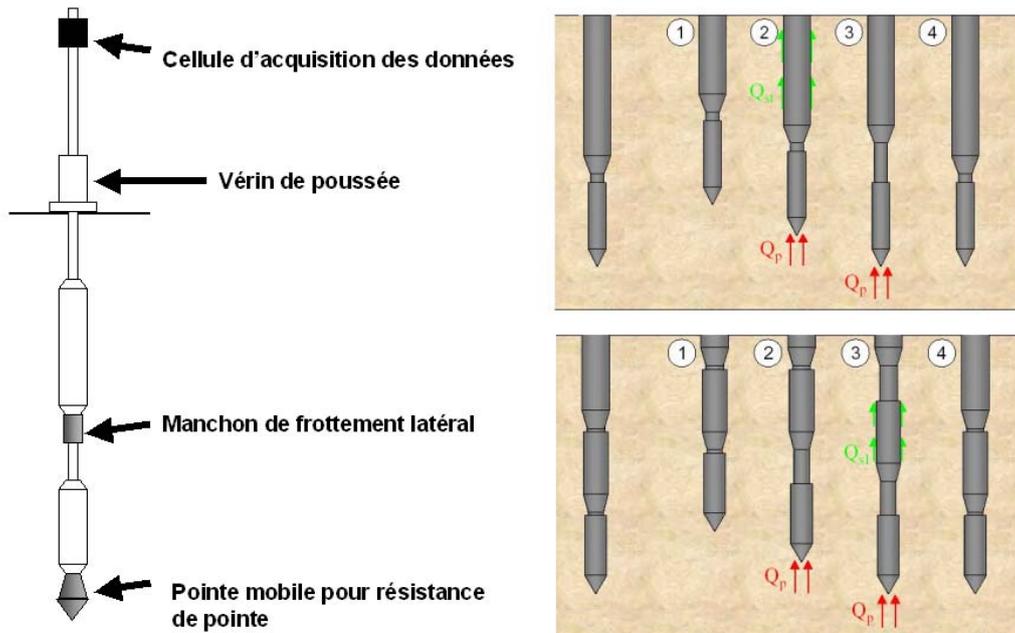


fig. n°2.15- Principe du pénétromètre statique

## Zoom sur l'essai pressiométrique Ménard

### METHODE D'ESSAI

On effectue d'abord un forage (diamètre proche de 6 cm) destiné à recevoir la sonde. Afin de garantir la qualité de l'essai, il faut que le forage se tienne, et à cet effet on introduit dans le trou une boue argileuse (bentonite) qui maintient les parois du trou par la pression hydrostatique qu'elle exerce. Comme c'est une boue, la bentonite ne pénètre pas dans le sol avoisinant.

On descend ensuite la sonde pressiométrique à la profondeur désirée (la bentonite s'évacue car la sonde n'est pas encore gonflée). On effectue alors l'essai : on gonfle les cellules par paliers égaux de 2 minutes en mesurant à chaque palier le volume de fluide injecté dans la cellule principale à 15s, 30s, et 1 minute avant de passer au palier suivant. La première courbe obtenue n'est pas celle qui figure dans les rapports de sol. C'est à partir de cette courbe, qui comporte 4 phases, qu'on détermine les valeurs qui nous intéressent. Brièvement, les 4 phases sont les suivantes :

- phase de recompaction : la pression augmente dans la sonde et le terrain qui s'était décomprimé autour du trou se recomprime jusqu'à la pression latérale du terrain au repos ( $p_0$ ) ;
- phase pseudo élastique : la sonde continue de se gonfler, la déformation radiale de la sonde varie linéairement en fonction de la pression appliquée, ceci jusqu'à une valeur  $P_f$  (pression de fluage) à partir de laquelle le sol va commencer à réagir plastiquement ;
- phase plastique : au delà de la pression de fluage, le sol entre dans le domaine des déformations plastiques ;

- phase des grandes déformations : les déformations deviennent grandes, et la pression tend vers une valeur limite notée  $P_1$  (pression limite).

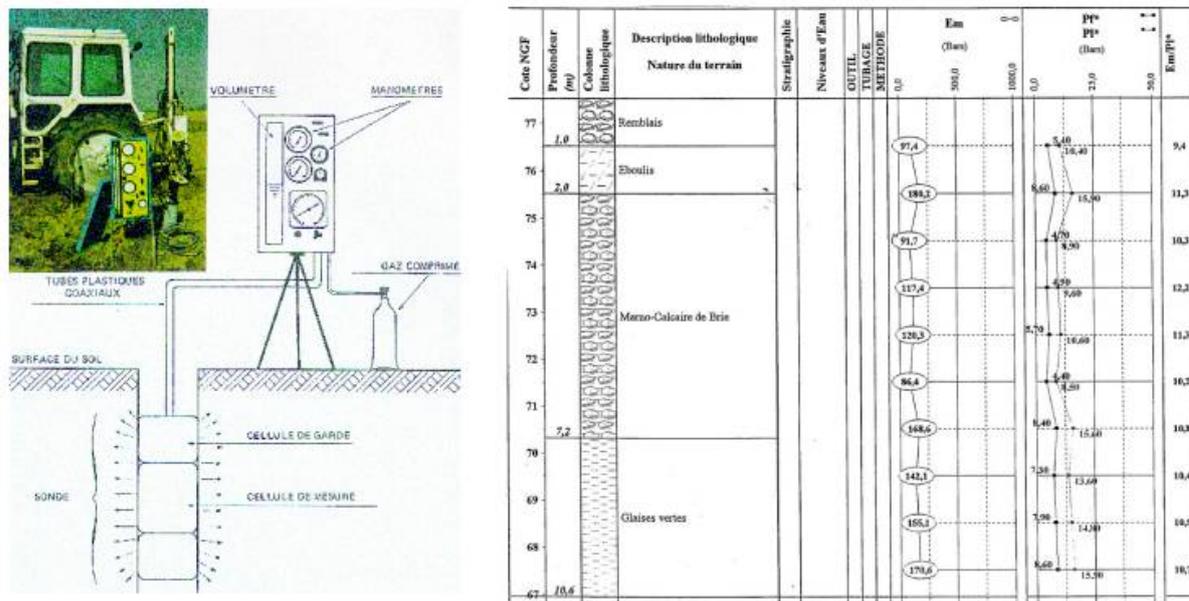


fig. n°2.16– Pressiomètre Ménard : appareillage et données de sortie

## RESULTATS D'ESSAI

L'essai donne trois grandeurs, dont une est particulièrement importante. Ces trois grandeurs physiques sont le module pressiométrique  $E$ , la pression limite  $P_1$ , et la pression de fluage  $P_f$ . Cette dernière n'a qu'une valeur de contrôle de l'essai et ne sert pas dans les calculs.  $E$  donne une indication sur la consolidation du sol, tandis que  $P_1$  est une grandeur directement utilisable pour calculer la portance du sol.

Ces trois grandeurs sont mesurées à plusieurs profondeurs, plus ou moins rapprochées.

Cet essai est le plus couramment utilisé en France, car il donne des résultats très fiables, et pratiques à utiliser.

Notons que cet essai ne permet pas d'obtenir les caractéristiques à long terme du sol, notamment sa résistance au cisaillement, sa compressibilité. La cohésion s'exprime à partir de cet essai par une formule empirique, aussi il est préférable de la déterminer par d'autres méthodes.

## Les essais en laboratoire

Il existe 3 essais couramment pratiqués. Ces essais permettent de déterminer la cohésion du sol et l'angle de frottement interne, utiles notamment pour les calculs de poussée des terres et de stabilité des pentes et talus. Physiquement, la cohésion du sol est l'aptitude d'un sol à former un bloc par liaison de ses grains. Ils sont reliés par des pellicules d'eau séparées par de l'air qui exercent des forces de capillarité. Mécaniquement, on peut définir la cohésion comme la force nécessaire au cisaillement sous charge normale nulle.

### L'ESSAI ŒDOMETRIQUE

Il permet de déterminer le coefficient de consolidation du sol (utile pour l'évaluation des tassements). L'application d'une charge associée à la prise de l'échantillon entre deux pierres poreuses permet de déterminer le coefficient de consolidation  $C_v$  et permet de se faire une idée de la compressibilité du sol, et de l'ampleur des tassements au cours du temps.

### L'ESSAI DE CISAILLEMENT

La boîte supérieure est fixe, l'inférieure est mobile. On mesure le déplacement, les forces exercées  $N$  et  $T$ , le temps, la vitesse. On trace le déplacement en fonction de  $T$ , selon  $N_1$  constant puis

selon  $N_2$  constant. On peut alors déterminer l'angle de frottement interne  $\phi$  et la cohésion effective  $c$ .

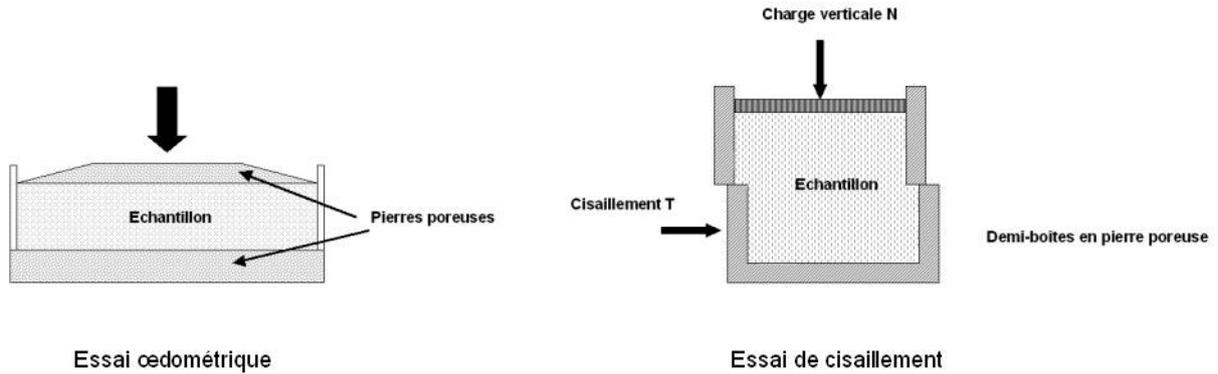


fig. n°2.17- Essais œdométrique et de cisaillement

### L'ESSAI TRI AXIAL

L'échantillon de sol a la forme d'une éprouvette cylindrique et cette éprouvette est soumise:

- à un effort vertical (contrainte principale  $\sigma_1$ )
- à une pression latérale qui simule la pression des terres enveloppant l'échantillon (sous forme de pression hydrostatique),  $\sigma_3$  constante au cours de l'essai.

On augmente progressivement l'effort vertical jusqu'à rupture de l'éprouvette. On réitère les essais en faisant varier  $\sigma_3$ .

Les essais peuvent être non consolidés non drainés, consolidé et non drainé avec mesure de la pression interstitielle, ou consolidé et drainé.

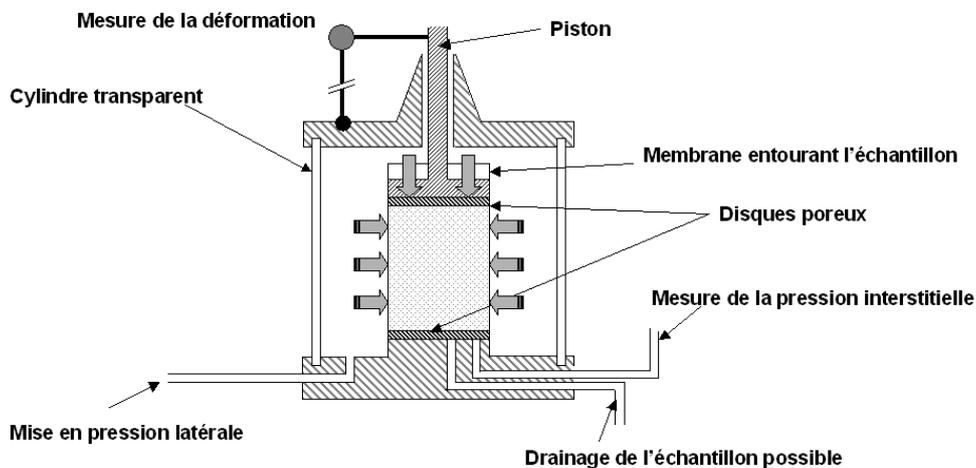


fig. n°2.18- Essai triaxial

A partir de figures dites «cercles de Mohr», on retrouve les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne.

## Des procédés alternatifs d'auscultation

### OBJECTIFS

Dans le cadre d'une amélioration ou réhabilitation ou changement de destination d'un ouvrage, on peut être amené à contrôler les caractéristiques effectives de systèmes de fondation. Pour cela, il existe des méthodes magnétiques, acoustiques, dynamiques (sismiques). Ces méthodes ne seront pas détaillées dans ce cours.

Dans des cas spécifiques (bâtiments stratégiques), on sera amené à évaluer les caractéristiques dynamiques du sol. Les essais dynamiques devront être commandés et interprétés.

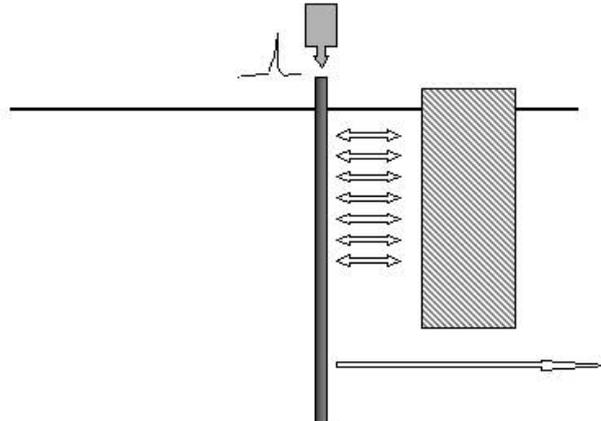


fig. n°2.19- Essais acoustique

### PRINCIPE DE L'ESSAI CROSS HOLE

L'essai Cross-hole est un essai permettant de déterminer des caractéristiques du sol sous sollicitations dynamiques. Ceci est très utile pour le dimensionnement des structures au séisme notamment.

Les principes de l'élasticité permettent de relier pour un matériau donné, la masse volumique d'un matériau, son module de compression, son coefficient de poisson, et les vitesses de propagation des ondes sismiques de compression (P) et de cisaillement (S). Ces vitesses sont faciles à mesurer et permettent de déterminer les caractéristiques dynamiques d'un sol.

L'objectif d'un essai Cross-hole est de déterminer les modules dynamiques des couches d'un sous-sol, en mesurant dans chacune des couches la vitesse de propagation des ondes P et S. En pratique on effectue des mesures de vitesse entre deux ou plusieurs forages.

Le principe est résumé sur la fig. 2.20 :

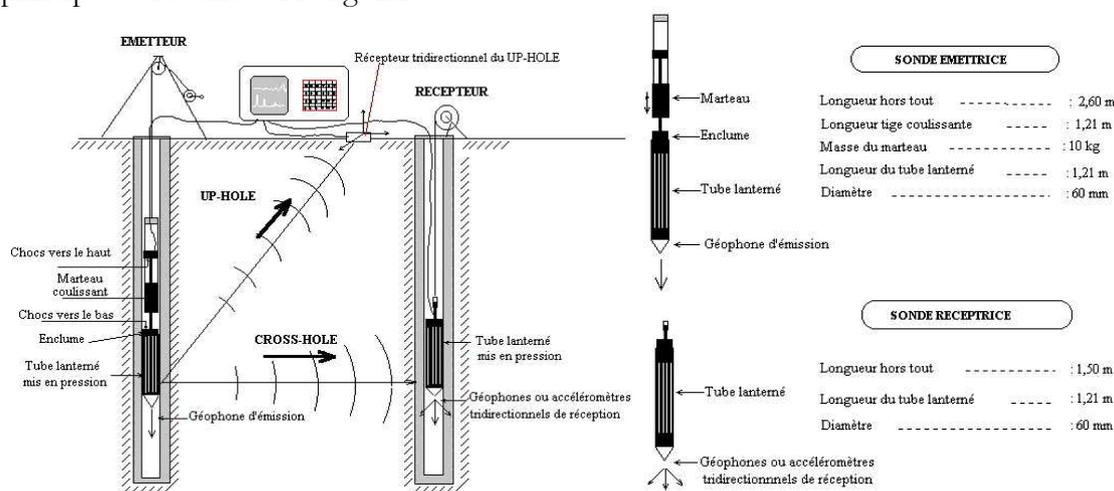


fig. n°2.20- Essais cross hole

# 3 – Pathologie des fondations – Techniques d'amélioration des sols

## PATHOLOGIE DES FONDATIONS

La présente partie donne quelques exemples de pathologies des fondations, avec causes et conséquences.

Tout d'abord voici la statistique dite « de Logeais » (SOCOTEC 1976) :

Concernant les accidents de fondations superficielles sur 20 ans :

- 25% sont dus à des fondations sur remblais récents ou insuffisamment compacts
- 20% proviennent de venues d'eau intempestives
- 20% sont dus à des fondations hétérogènes
- 10% sont dus à un encastrement insuffisant (gel, affouillement)
- 10% dus aux tassements provoqués par une construction voisine
- 10% dus à des fondations sur sols très compressibles (tourbes, argiles molles)
- 5% proviennent de constructions sur sols instables (pentes, mines, carrières)

Concernant les fondations profondes :

- 40% dus à une absence de reconnaissance géotechnique
- 35% dus à une mauvaise interprétation des sondages et à des erreurs calcul
- 15% dus à des fautes d'exécution
- 10% dus à des agressions du milieu

La quasi-totalité de ces causes peuvent être déterminées si le Maître d'ouvrage accepte de dépenser suffisamment d'argent pour les études tout au long du projet.

## Pathologies liées aux tassements

Le tassement désigne l'enfoncement graduel que subit une structure à mesure que le sol sous les fondations se consolide sous l'action des charges.

La durée d'un tassement peut prendre plusieurs mois, voire plusieurs années.

On doit concevoir les fondations de façon à ce que le tassement demeure minime, et soit uniforme.

### LES TASSEMENTS DIFFÉRENTIELS

Quand on parle de tassement différentiel, on désigne le mouvement relatif de différentes parties de la structure qui résulte d'une consolidation inégale du sol d'appui. Cela peut parfois entraîner la ruine de l'ouvrage. La figure 84 donne un tableau des tassements admissibles selon le type de construction :

Mouvement	Le tassement doit être limité pour assurer:	Tassement maximal
<i>Tassement total</i>	le drainage	15 à 30 cm
	la facilité d'accès	30 à 60 cm
	une certaine uniformité du tassement	
	* murs en maçonnerie	2 à 5 cm
	* poutres	5 à 10 cm
	* silos, cheminées, radiers	8 à 30 cm
<i>Renversement</i>	la stabilité des cheminées et des tours	0,004 fois B
	la circulation des engins	0,01 fois L
	la stabilité des empilages de marchandises	0,01 fois L
	le fonctionnement des machines	
	* métiers à tisser	0,003 fois L
	* turbo générateurs	0,0002 fois L
	le fonctionnement des grues sur rail	0,003 fois L
	l'écoulement des eaux dans les étages	0,01 à 0,02 L
<i>Tassement</i>	la sécurité à l'égard des fissurations	
	* grands murs de briques	0,0005 à 0,001 fois L
	* poutres en béton armé	0,0025 à 0,004 fois L
	* voiles en béton armé	0,003 fois L
	* poutres continues en acier	0,002 fois L
	* poutres sur appuis simples en acier	0,005 fois L
<i>B désigne ici le diamètre ou la largeur de la base d'un édifice très élancé L désigne ici la distance entre deux points soumis au tassement différentiel</i>		
<i>Sources: Tassements admissibles, 1956, Londres, Polshin, Tokas, Skempton, Mac Donald.</i>		

fig. n°3.1 – Tolérances de tassements

Le tassement différentiel peut être responsable de dégradations pouvant mener jusqu'à la ruine d'une construction. Le fonctionnement est le suivant : en fonction de la constitution du sol d'assise, des différences de comportement peuvent apparaître sous des semelles, de sorte que le tassement absolu  $e_1$  soit dépassé pour une semelle. Dans la figure 3.2,  $e_2 > e_1$ . Le tassement de la semelle 2 dépasse le tassement absolu prévu de l'ensemble du sol sous les semelles du bâtiment. Il en résulte un tassement  $e_2 - e_1$  appelé « tassement différentiel », avec une déflexion angulaire du sol  $\alpha$ .

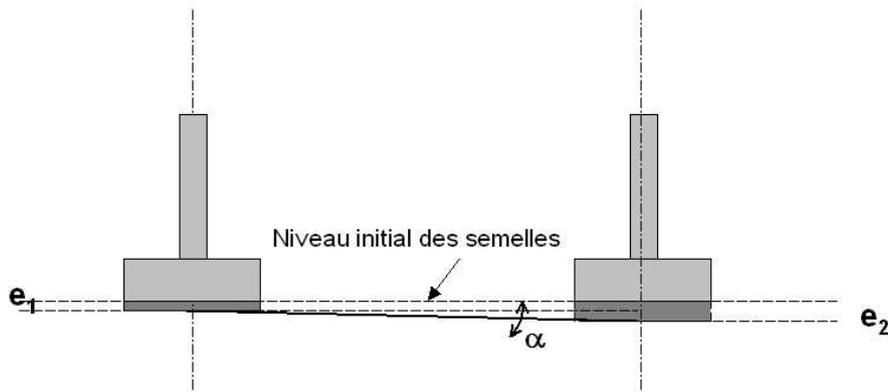


fig. n°3.2 – Tassements différentiels

Un cas célèbre de tassement différentiel, spectaculaire, est le cas de la tour de pise où une couche compressible a été sollicitée sous une partie de l'ouvrage, entraînant un basculement, mais pas la ruine (l'ouvrage ayant été consolidé en sous-sol au siècle dernier).

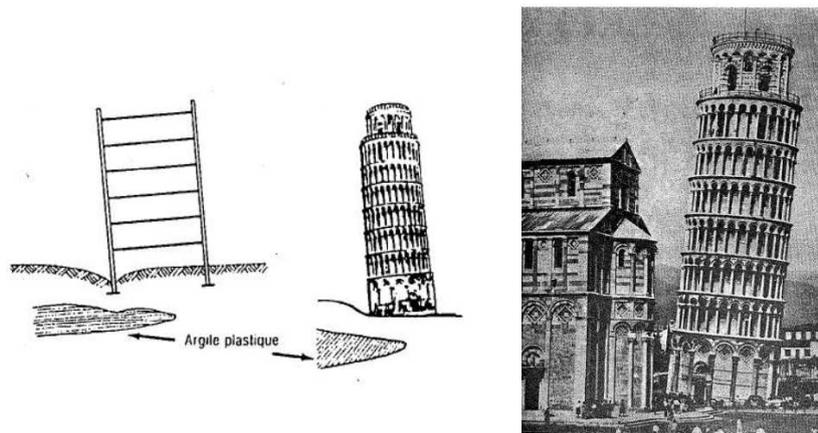


fig. n°3.3 – Tassements différentiels : un cas connu de tous

## Pathologies liées à la modification de l'environnement

Les modifications de l'environnement immédiat d'une construction peuvent avoir des conséquences sur ses fondations, conséquences pouvant parfois aller jusqu'à la ruine. Les exemples ci-après ne sont malheureusement pas une liste exhaustive...

Dans l'exemple fig. 3.4, la construction peut être bien dimensionnée au départ, mais du fait de la réalisation de travaux avoisinants, via un remblai ferroviaire ou routier, des charges supplémentaires sont transmises au sol et compriment l'argile.

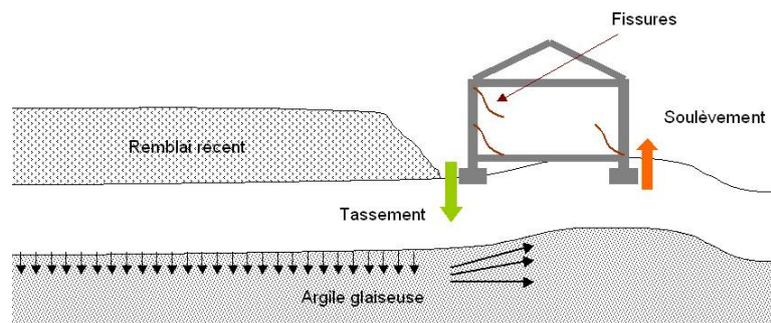


fig. n°3.4

L'exemple fig. 3.5 illustre le cas d'une construction mitoyenne, avec un changement de fonction de l'espace attenant qui crée une surcompression du sol et donc des poussées latérales sur les pieux (le remblai équilibré par le mur poids est destiné à la création d'un terre plein de stockage).

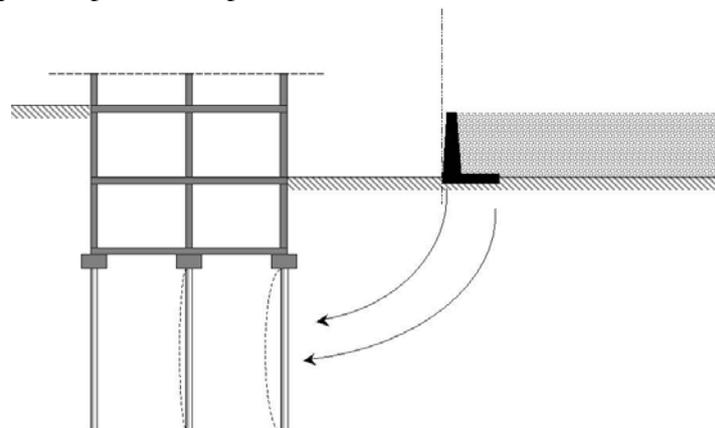


fig. n°3.5

L'exemple fig. 3.6 est le cas de l'extension d'un bâtiment avec un parti de fondations différent. Le bâtiment de gauche est fondé sur pieux, celui de droite sur radier. Le radier comprime le sol et influence la stabilité des pieux. Dans ce cas la poussée des terres peut mener à la rupture des pieux.

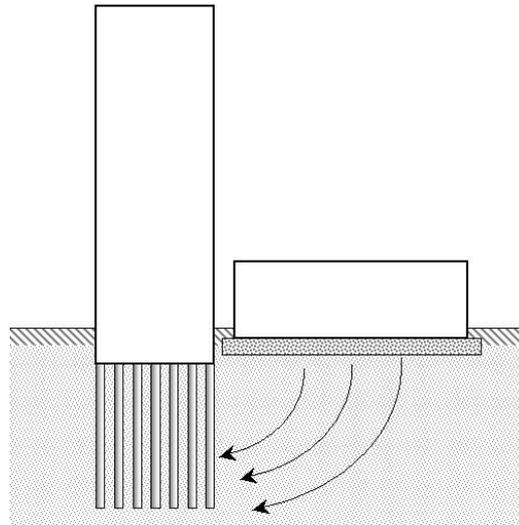


fig. n°3.6

Dans l'exemple fig. 3.7, la création d'une route à proximité d'une construction a nécessité la modification du terrain naturel, et la création d'un talus. Ainsi, la nappe phréatique a été détournée de son cheminement initial, et sa variation décomprime le sol sous une partie de la construction existante. Il va y avoir tassement et apparition de fissures (modification de l'équilibre hydrique du site par re talutage).

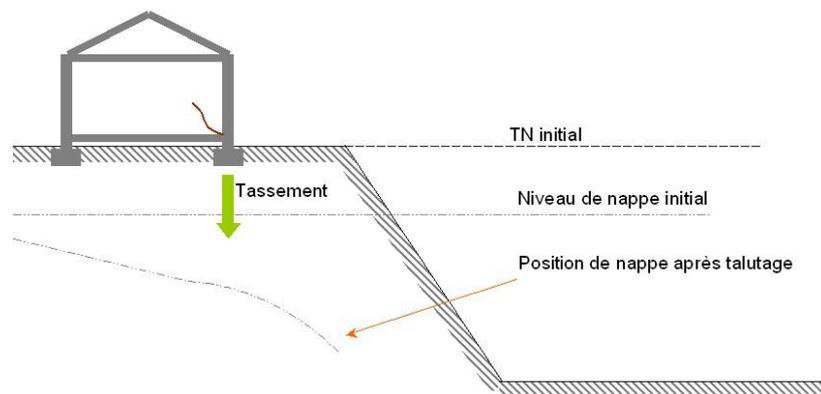


fig. n°3.7

On peut constater parfois une modification du squelette solide par fuite de canalisation ou par action hydrophile de la végétation (les Saules, par exemple, sont des arbres assoiffés...)

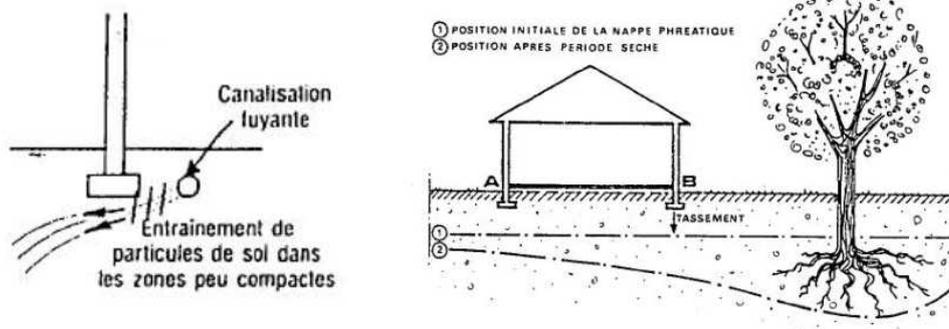


fig. n°3.8

Dans la figure 3.9a, la charge globale  $P$  est excentrée. Dans (a) la réaction du sol se trouve sur la même verticale. Par contre, lors d'une remontée de nappe phréatique, la résultante des forces du sol sera encore plus excentrée (la résultante de la pression hydrostatique est centrée). La construction peut donc prendre un faux aplomb, et le risque de sinistre, voire de ruine, est réel...

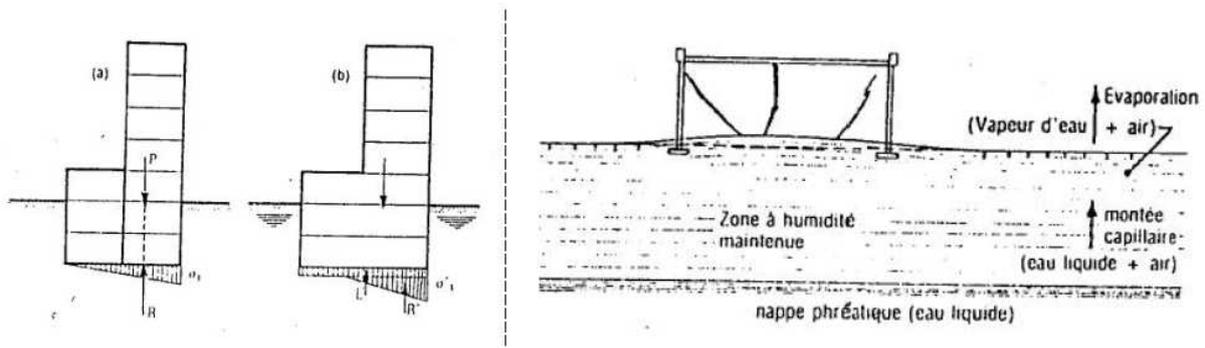


fig. n°3.9a et b

Dans la figure 3.9b, le gonflement inégal d'un sol argileux sous une construction, du fait des modifications hétérogènes de l'humidité du sol, peut entraîner des dégradations sur l'ouvrage. Tous les cas ci-dessus montrent une fois de plus, s'il en était besoin, que l'eau est très souvent en question dans les pathologies des fondations, et des bâtiments en général.

## Frottement négatif

Lors du dimensionnement du pieu, la nature des couches n'a pas été suffisamment appréciée. La présence d'une couche compressible sous le remblai récent n'a pas été considérée de façon suffisante.

Nous avons vu que la charge portante du pieu est la somme de 2 termes : la résistance de pointe, pression du pieu dans la couche résistante d'ancrage ; le frottement latéral du pieu, qui participe à la résistance à l'enfoncement aussi bien qu'à la résistance à l'arrachement (traction du pieu). Cependant, le remblai récent s'est tassé au cours du temps, entraînant une déformation des couches compressibles inférieures, de sorte que la consolidation du sol inverse le sens du frottement latéral. Au lieu d'être vers le haut (positif) la résultante des forces de frottement latéral sera vers le bas (sens négatif). Ainsi, si la résistance à l'arrachement est toujours assurée, celle à l'enfoncement ne l'est plus, et la somme des deux pressions peut atteindre la valeur limite de poinçonnement de la couche résistante. Il y a alors rupture fragile par frottement négatif.

Le terme de pointe a dépassé la capacité portante de la couche d'assise à cause du frottement négatif: c'est surtout un défaut de conception...

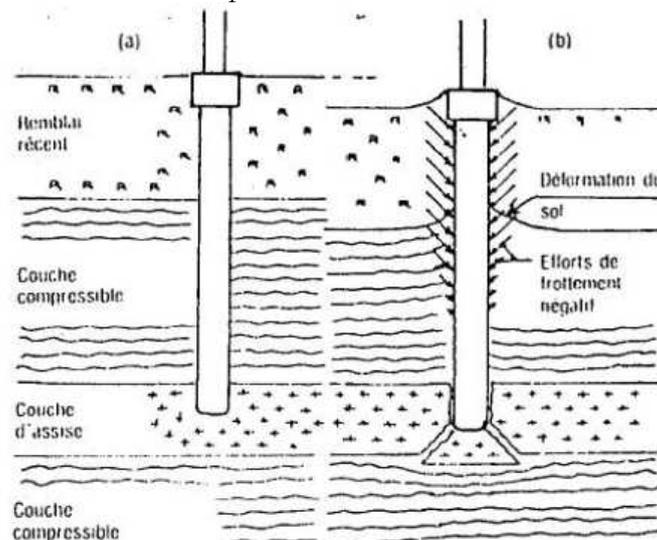


fig. n°3.10

## LA PREVENTION DES EFFETS DES TASSEMENTS

On s'assure par le calcul que les tassements prévisibles seront bien acceptés par la structure, et on adapte le cas échéant la forme des fondations et leur ancrage en fonction des tassements prévisibles. Pour prévenir des désordres liés aux variations dimensionnelles des matériaux sous certaines conditions, on intègre des joints dans une structure en béton armé.

### Joint de dilatation

La température dilate tout matériau, le béton n'échappe pas à la règle. Ainsi sur les parties du bâtiment exposées directement à l'action de la température (donc en superstructure) on impose, tous les 35 à 40 m de laisser un vide d'air vertical de 2 cm environ. Ce vide est étanché dans sa partie exposée aux intempéries par un joint en matière plastique, dit joint de dilatation. Le vide s'arrête dans ce cas au niveau du vide sanitaire, voire est descendu jusqu'à l'arase supérieure des fondations. Il n'est jamais répercuté sur les fondations.

### Joint de rupture

Ces joints sont aussi appelés joints de tassement. Ils sont destinés à permettre à la structure d'encaisser les variations altimétriques de l'assise des fondations lors d'un tassement différentiel. Les tassements différentiels sont inévitables. Ils peuvent être particulièrement importants lors d'un changement de parti de fondation au sein d'un même ouvrage. La mise en place d'un joint de rupture à la frontière des deux modes de fondation est alors indispensable. Ils peuvent être aussi dus à un chargement non homogène d'un ouvrage à mode de fondation unique. Le joint de rupture sera là encore indispensable sous peine de désordres.

## LES TECHNIQUES DE TRAITEMENT ET D'AMÉLIORATION DU SOL

Les techniques de traitement et d'amélioration des sols sont employées lorsqu'on souhaite :

- Imperméabiliser des terrains
- Assécher des terrains par rabattement de nappe ou par drainage
- Améliorer les capacités mécaniques du sol

Selon la technologie utilisée, ces améliorations peuvent être tantôt temporaires (en phase chantier, on peut être amené à pomper de l'eau de ruissellement), tantôt définitives (amélioration du sol par inclusions rigides, cas du pont de Rion – Antirion en Grèce où le sol sous-marin a été renforcé, voir fig. 3.11 [Source : Géodynamique et Structure]).

### Le compactage des sols

Si la vérification des capacités mécaniques du terrain en place (y compris les remblais) indique un caractère insuffisant pour le projet, il y a nécessité de stabiliser les couches de terrain en profondeur afin d'augmenter la résistance au cisaillement et consécutivement la portance.

#### COMPACTAGE PAR INCLUSIONS

##### **Battage**

On peut disposer un réseau de pieux courts (béton, bois) enfoncés dans le sol par battage. Les vibrations induites par le battage permettent pour ces sols un compactage efficace. Ainsi, pour des sols tels les limons sableux, les lœss, et les sables non saturés, cette technique est efficace. Dans les sols sableux fins, les deux premiers mètres ne sont pas pris en compte dans le

compactage car il n'y est pas efficace et dans ce cas le battage doit être accompagné de vibrations. Notons que dans ce cas, c'est la pression de pointe qui joue un rôle prépondérant. Par contre, la création de « points durs » que constituent les sommets des inclusions implique la mise en œuvre d'un « matelas de répartition » des charges (gravier ou béton de propreté) visible sur l'image de synthèse 3.11b ci-dessous.

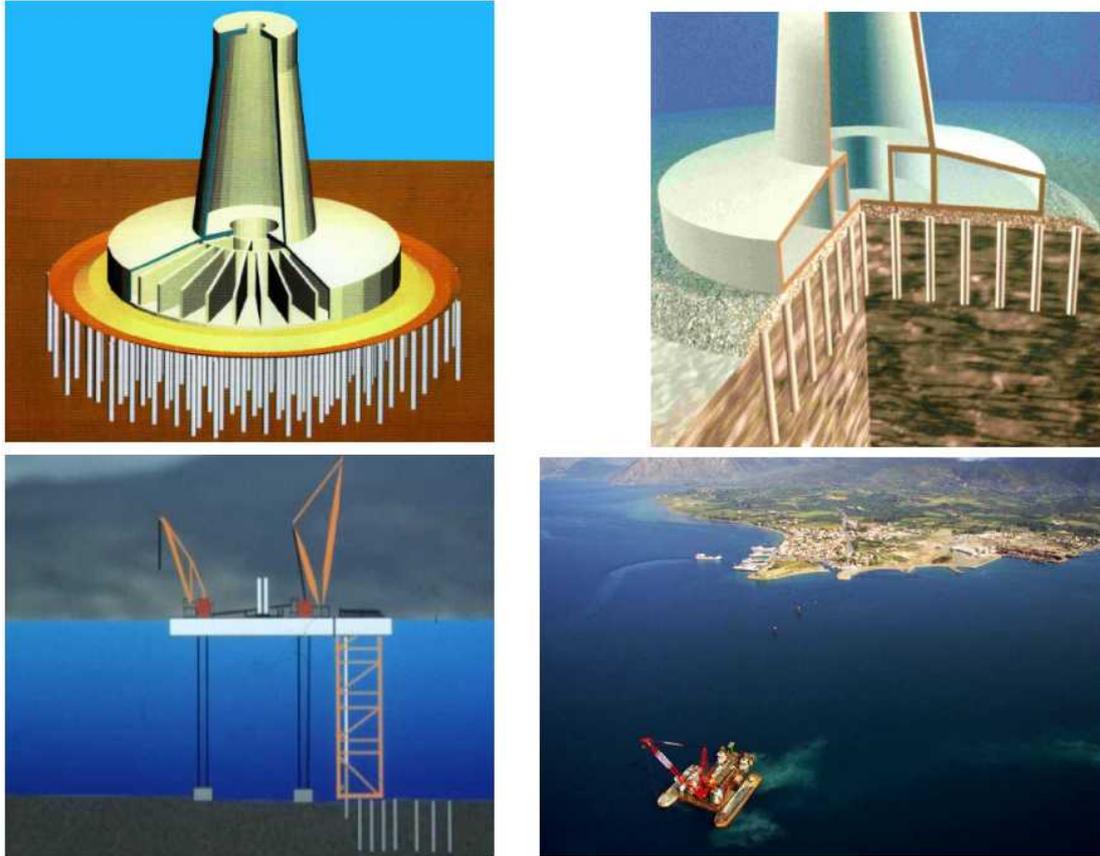


fig. n°3.11a, b, c, d

### Vissage

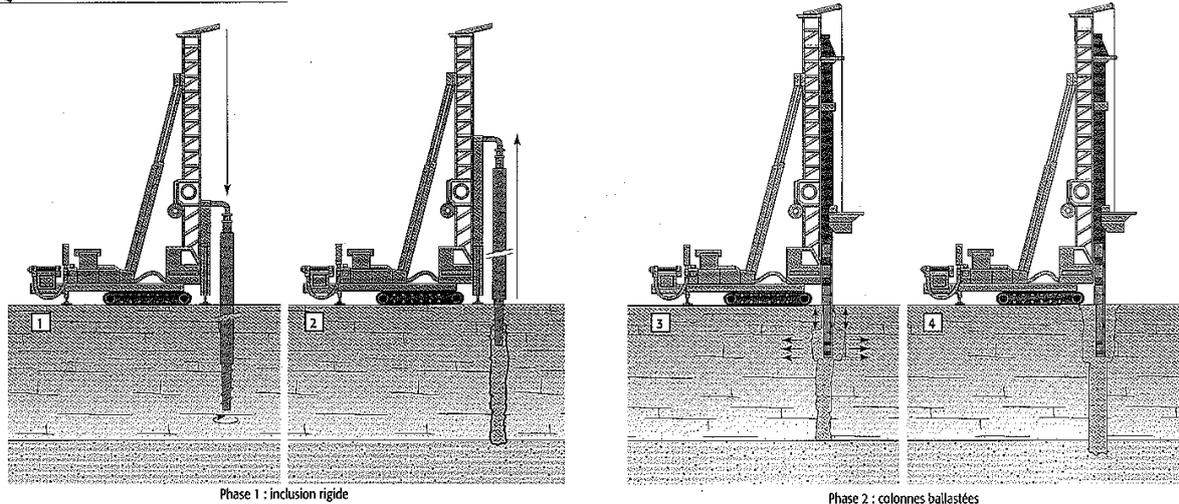
On peut procéder aussi à la mise en place d'inclusions rigides par vissage d'un outil dans le sol jusqu'à la profondeur désirée, puis remontée lente et sans déblai de matériau en stabilisant la cavité cylindrique ainsi créée par introduction de boue de bentonite. Le bétonnage qui a lieu ensuite peut donc être réalisé en connaissant précisément tous les paramètres (débit, pression, profondeur) du forage pour chacune des inclusions. Cette technologie, aussi appelée « colonne à module contrôlé » nécessite aussi un matelas de répartition.

### COMPACTAGE PAR COLONNES A MODULE MIXTE

Cette technique est en fait un hybride entre la colonne à module contrôlé et la colonne ballastée. On réalise en partie la plus profonde une colonne à module contrôlé, qui supporte une colonne ballastée. Cette dernière technique, qui atteint la surface, a l'avantage de ne pas nécessiter de matelas de répartition et de jouer en outre le rôle de drain.

Ce procédé est relativement récent, développé par l'entreprise alsacienne KELLER, et est essentiellement utilisé sur des terrains compressibles ou sur des sols de type boueux. La réduction des tassements est un des avantages, associé à l'accroissement de la capacité portante. L'ensemble se comporte du coup comme une « colonne souple », diminue les risques de cisaillement et annule les effets de points durs. La mise en œuvre est décrite fig. 3.12.

#### QUATRE PHASES D'EXÉCUTION



**1.** Forage avec un outil à refoulement jusqu'à la cote de dimensionnement.  
**2.** Incorporation d'un béton pompable au mortier par l'âme centrale de la vis en remontant l'outil, arrêt du remplissage à la cote voulue (par contrôle du volume incorporé ou arrêt de coulage mécanique).

**3.** Réalisation de la zone de recouvrement par la descente du vibreur de colonne ballastée dans le béton frais de l'inclusion rigide sur 0,50 m environ.  
**4.** Exécution de la colonne ballastée jusqu'au niveau de la plate-forme. La colonne à module mixte est réalisée.

fig. 3.12 – Mise en œuvre des colonnes à module mixte

#### COMPACTAGE PAR VIBRATIONS

On descend un vibreur au niveau désiré dans certains sols saturés d'eau (sols sableux, sols limoneux). Cette technique est très efficace et permet un compactage de bonne qualité, amélioré si on remonte le vibreur en injectant de l'eau sous pression.

#### COMPACTAGE PAR EXPLOSIFS

On enterre des petites charges d'explosifs à des profondeurs déterminées, on les fait exploser. Ceci convient particulièrement pour les sables saturés non argileux.

### La consolidation dynamique

On fait tomber une masse d'une certaine hauteur de une à trois fois par minute selon un maillage orthogonal déterminé en fonction de la nature du terrain et de la consolidation recherchée. La masse varie de 20 à 200 tonnes, la hauteur de chute de 20 à 40 mètres. Cette méthode nécessite l'emploi d'engins de chantier de grande envergure et sera donc utilisée pour des projets d'une certaine ampleur, à l'écart des habitations. Cette technique est un moyen efficace pour traiter les terrains compressibles en profondeur (illustrations fig. 3.13).



fig. n°3.13 a et b

## La consolidation chimique

Elle est réalisée par introduction d'un liant chimique dans le sol. Cet ajout permet de déplacer les limites d'Atterberg du matériau et de modifier sa granulométrie. Il permet en outre d'améliorer le compactage du sol (du fait du mélange avec le liant) et de permettre au sol un certain durcissement (effet d'hydratation du ciment de la chaux).

Pour un peu argileux, on ajoute pour traitement entre 4 et 8 % du poids sec du sol en ciment. Pour un sol argileux on choisira de la chaux vive ou de la chaux éteinte (2 à 6% du poids du sol sec). Ce traitement ne s'applique cependant que pour une épaisseur de sol faible.

## Rabattement de nappe

Ces rabattements peuvent être temporaires ou définitifs, selon les situations désirées.

### CAS DU RABATTEMENT TEMPORAIRE

Dans le cas d'un chantier de faible envergure, il peut arriver de rencontrer la nappe phréatique à un niveau inattendu. Si la nappe a une faible alimentation, du coup la cavité de terrassement de la partie inondée peut jouer le rôle de drain. Au fond de la fouille, on peut alors réaliser des rigoles qui récoltent l'eau de la nappe et les envoient vers des puisards où des pompes de relevage doivent être installées.

Une autre technique est de tenter de réduire les venues d'eau par un drainage extérieur au chantier (visant à détourner les eaux superficielles). De toute façon avant de procéder au rabattement, il faut avoir déterminé le comportement de la nappe avec l'aide de spécialistes.

### CAS DU RABATTEMENT PERMANENT

On peut le réaliser par drainage. Par exemple, on crée des tranchées tracées dans les talus selon la ligne de plus grande pente, ces tranchées pénétrant profondément dans le sol (pour aller chercher la nappe) ; on remblaye ensuite avec des pierres sèches, et on arrive alors à canaliser l'eau de nappe.

On peut aussi procéder par forages horizontaux (tubes métalliques ou plastiques crépinés dans leur partie supérieure).

D'autres procédés existent et utilisent les propriétés électrochimiques de l'eau. Il s'agit du drainage par électro-filtration : on établit un gradient horizontal de quelques volts par mètre qui permet d'accélérer le drainage, et comme cette valeur du gradient est très largement supérieure à la valeur naturelle, de diriger les filets d'eau à l'envi pour les détourner d'une fouille par exemple.

## Autres procédés

### LA CONGELATION DU SOL

Elle permet la consolidation temporaire d'écoulements boueux et la traversée de terrains aquifères où la limite de liquidité est dépassée.

### LA STABILISATION MECANIQUE

Par la pose de tirants, on permet de stabiliser la cohésion de certaines masses rocheuses.

# 4 – Calcul pratique de fondations

## LES MISSIONS GEOTECHNIQUES NORMALISEES

La norme NF P 94-500 définit la classification et les spécifications des missions géotechniques types. Cette norme a été mise au point par le syndicat des géotechniciens.

### Les différentes missions

Les missions G0 sont des missions sans conseil, d'exécution de travaux d'investigations géotechniques sur le terrain ou en laboratoire, selon un programme fourni (normalement le programme est celui du cadre d'une mission G1 à G5) qui donnent lieu à un compte rendu factuel et un procès verbal d'essais.

Les missions G1 à G5 sont des missions avec conseil (exploitation et interprétation des résultats d'éventuelles missions G0 réalisées par ailleurs).

Dans le cas d'un bâtiment classique sans difficulté particulière et sans importance stratégique, on peut commander ce qu'il est d'usage de nommer une mission G0+G12.

Voici un détail des missions que l'on peut commander.

### G1: Missions d'études et de faisabilité géotechnique

#### G11 (AU STADE ETUDES PRELIMINAIRES)

Cette mission fournit une connaissance générale du site sous l'angle géologique, hydro-géologique, géotechnique et l'approche des principales contraintes qui en résultent pour une bonne adaptation d'un projet non encore défini au terrain. Cette mission ne permet ni le prédimensionnement ni la justification.

#### G12 (STADE DES ETUDES D'AVANT PROJET)

- Phase 1: donner les hypothèses géotechniques du site à prendre en compte pour la justification du projet, quelques exemples types de fondations (encastrement et portance), les principes généraux de construction des ouvrages géotechniques.
- Phase 2: présenter des exemples de prédimensionnement de quelques ouvrages géotechniques type envisagés. Attention, ce n'est pas une étude de projet ! Exclut donc quantités, délais, coûts d'exécution...
- 

### G2 à G5 : autres missions

#### G2: MISSIONS D'ETUDES DE PROJET GEOTECHNIQUE (STADE PRO ET ACT)

- Phase 1: établir les notes techniques donnant les méthodes d'exécution retenues pour les ouvrages géotechniques, avec certaines notes de calcul de dimensionnement, une approche des quantités, délais et coût d'exécution des ouvrages ;
- Phase 2: établir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques, assister techniquement le client pour l'analyse des offres et la sélection.

#### G3: MISSIONS D'ETUDES GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (STADE EXE)

Mission réalisée pour le Maître d'œuvre ou l'entreprise selon le type de marché. Étudie dans le détail les ouvrages géotechniques, valide les hypothèses géotechniques, définit les ouvrages, les dimensionne, établit les méthodes et les conditions d'exécution.

Cette mission ne prend pas en compte le suivi et le contrôle d'exécution nécessaire pour la maîtrise des incertitudes et aléas géotechniques en cours de travaux.

#### G4: MISSIONS DE SUIVI GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (STADE EXE)

Mission indispensable en site complexe. Permet de:

- s'assurer que les travaux géotechniques sont réalisés conformément aux prescriptions,
- Maîtriser au mieux les incertitudes géotechniques,
- Suivre l'exécution des ouvrages géotechniques pour l'adapter si nécessaire,
- Disposer au fur et à mesure de l'avancement des travaux de documents synthétiques précisant les conditions rencontrées, le comportement des ouvrages en phase construction et l'impact sur les avoisinants.

A ce stade, des économies peuvent être réalisées grâce à une adaptation à temps des méthodes faces aux aléas géotechniques.

#### G5: MISSIONS SPECIFIQUES (STADE EXE)

- G51 (avant, après ou pendant un ouvrage sans sinistre): étudie l'incidence d'un ouvrage géotechnique spécifique en complément des études géotechniques déjà réalisées (utile en cas de variante, d'optimisation ou d'adaptation d'un ouvrage, voire du changement d'usage de l'ouvrage et de son comportement futur du point de vue géotechnique);
- G52 (ouvrage avec sinistre): recherche les causes du sinistre et donne une première approche des remèdes envisageables. Cette mission est souvent suivie d'une étude de projet visant à conforter l'ouvrage.

Si la NF P 94-500 précise bien les limites de la responsabilité du géotechnicien, il est à noter que toutes ces missions n'assurent pas le Maître d'œuvre en cas de sinistre...

## **LE CONTENU DU RAPPORT D'ANALYSE DE SOL**

### **Que doit contenir le rapport d'études ?**

Le rapport d'études doit comprendre les éléments suivants :

- Analyse géologique du site
- Moyens mis en œuvre pour analyses et résultats des essais
- Interprétation et préconisations concernant les niveaux de fondations envisageables, les taux de travail admissibles correspondants, les tassements prévisibles
- Informations et recommandations sur les caractéristiques particulières du site : présence d'eau, stabilité des pentes, sensibilité à l'eau, sensibilité au gel, perméabilité, etc.

Dans certains cas et en fonction du type d'essais préconisés, des informations sur le risque de liquéfaction de certaines couches sous séisme, ou encore des vitesses de cisaillement pourraient aussi être indiquées.

Dans certains cas, pour des raisons économiques ou pour des bâtiments très légers, si le sol est jugé de bonne qualité, le Maître d'ouvrage pourra assumer la responsabilité de ne pas commander d'étude de sol, mais un simple carottage. Ce cas doit rester exceptionnel.

On estimera alors le taux de travail du sol en fonction de sa constitution, à partir de données disponibles dans le DTU 13.11, et listées fig. 4.1 :

Constitution de la couche de sol d'assise	Tau de travail (MPa)
Limon des plateaux	0,15 à 0,30
Terre à meulière	0,30 à 0,45
Marne verte, argile	0,07 à 0,45
Alluvions anciens, sables, graviers	0,60 à 0,90
Sables de Beauchamp	0,75 à 1,50
Craie	0,90 à 1,00
Marne et caillasse	0,75 à 1,50
Calcaire grossier	1,80 à 4,50
Roches peu fissurées, saines non désagrégées et de stratification favorable	0,45 à 0,75
Terrain non cohérent à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrain non cohérent à moyenne compacité	0,20 à 0,40
Argile	0,03 à 0,30

fig. n°4.1 – Taux de travail probables selon le sol

## La commande d'un rapport d'analyse de sol

Avant même de commander un rapport d'analyse de sol, il sera pratique de se référer à la mémoire collective pour récupérer toutes les données possibles et en tout cas disponibles pour avoir une idée du sol susceptible d'être rencontré sur le site d'implantation du futur bâtiment. Ainsi, des rapports d'analyse de sols sur des sites voisins sont de bonnes indications de ce à quoi on est en droit de s'attendre. La présence de végétaux hydrophiles ou encore de singularités dans le sous-sol (présence de blocs de meulière, possibilité de présence d'obus nécessitant une dépollution pyrotechnique préalable, présence de cavités souterraines, etc.) devra être signalée dans la lettre de commande du devis pour la réalisation des sondages. Ce point précisé, on peut avec un minimum de risque (risque sans conséquence au stade de la conception) choisir un parti de fondations, avec une profondeur d'encastrement et un tau de travail. A ce stade, on peut choisir l'emplacement des sondages, ainsi que certaines caractéristiques concernant les mesures pressiométriques à effectuer.

### IMPLANTATION DES SONDAGES

Si le budget était illimité, un quadrillage tous les 15 mètres avec un essai par intersection pourrait être intéressant pour bien connaître le terrain. On se contentera sinon d'effectuer des sondages dans l'emplacement du futur bâtiment, dans ses abords, et particulièrement aux angles ou aux endroits où les charges sont les plus importantes.

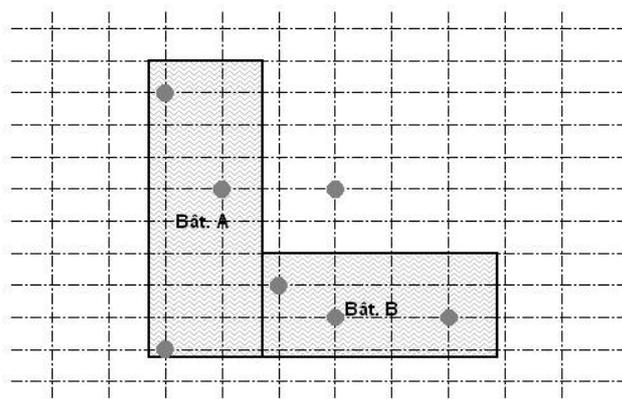


fig. n°4.2 Exemple d'implantation

### PROFONDEUR DES SONDAGES EN FONCTION DU TYPE DE FONDATION SOUHAITE

En l'absence de respect des conditions de profondeur de sondage indiquées ci-dessous, le bureau de contrôle n'autorisera pas le parti de fondation proposé :

### SEMELLES PONCTUELLES

Pour la réalisation de semelles isolées, on recommande de mener des investigations géotechniques à une profondeur de 1,5 fois la largeur de la fondation sous la base de celle-ci, au minimum.

### SEMELLES FILANTES

Pour la réalisation de semelles filantes, c'est à la profondeur de la base de la fondation additionnée de 3 fois sa largeur qu'il faudra mener les investigations.

### FONDATIONS PROFONDES

Pour les fondations profondes, on mènera une investigation à une profondeur au minimum égale à la profondeur de fiche majorée de 2 à 3 fois la largeur de la fondation.

### NIVELLEMENT DES FORAGES ET NOMBRE D'ESSAIS, CONSERVATION DES CAROTTES

Afin de garantir une cohérence dans les données mesurées, il est pratique de demander au géotechnicien de niveler les têtes de sondage à un même seuil par rapport à une côte NGF.

Aussi, en fonction du parti de fondation projeté, on pourra demander plusieurs essais pressiométriques dans un intervalle de profondeur donné, correspondant à la zone de sollicitation maximale de la fondation.

Le géotechnicien entend par « essai pressiométrique » une seule mesure, et non pas l'ensemble des mesures par carottage.

Par exemple, si on demande un sondage à une profondeur de 30 mètres avec 30 essais pressiométriques, on pourra imaginer qu'il y aura une mesure pressiométrique tous les 1 mètre de profondeur. Cependant, s'il s'agit d'une fondation profonde de 80 cm de diamètre ancrée à -12 m par rapport au terrain naturel, on pourra demander 14 mesures également réparties entre les profondeurs TN et -10 m, puis 10 entre les profondeurs -10 m et -15 m, puis 6 entre -15 m et -30 m. Ainsi, on aura une connaissance plus fine du sol dans les couches considérées comme prépondérantes dans le calcul d'une fondation profonde.

La commande du sondage destructif peut par ailleurs inclure la conservation des carottes dans certaines conditions (paraffine, etc.), avec un dossier photographique.

### LE CONTENU DU RAPPORT D'ANALYSE DE SOL

Une fois l'entreprise sélectionnée, et le rapport rédigé et reçu, il faudra vérifier la conformité à la commande et pour des raisons évidentes d'archivage, en réaliser une version PDF si cette exigence n'avait pas été citée lors de la commande.

Il est intéressant de noter, dans une mission du type G0+G12, les réserves prises par le géotechnicien pour se décharger de sa responsabilité en cas de sinistre. Selon les sociétés de géotechnique, ces réserves peuvent revenir à ne pas répondre à la commande initiale et on est obligé de recontacter le bureau d'études géotechniques pour obtenir les informations demandées.

Pour plus d'information, un extrait de rapport de sol est donné en **annexe** au présent cours.

Pratiquement, le rapport doit contenir :

- La localisation des sondages
- les graphiques ou tableaux représentant les résultats des essais pressiométriques réalisés
- si demandé, les mesures piezométriques pour déterminer la nappe phréatique
- un compte rendu factuel des sondages avec la qualification des couches (voir fig. 4.3)
- des propositions de mode de fondation, avec les profondeurs d'ancrage, les dimensions des fondations, ainsi que le taux de travail admissible du sol associé.

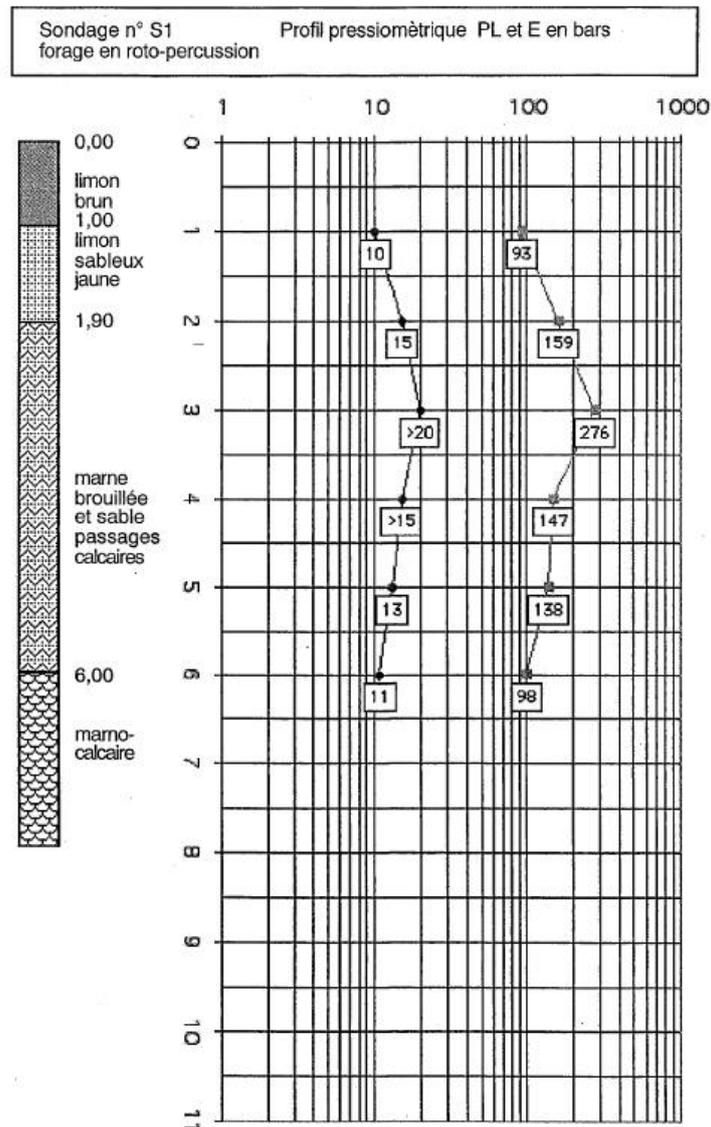


fig. n°4.3 – représentation graphique de sondage pressiométrique

## CALCUL PRATIQUE DES FONDATIONS DES BATIMENTS

Le dimensionnement des fondations va se faire non pas en utilisant la théorie de la mécanique des sols, mais en utilisant des méthodes contenues dans des normes et/ou des règlements. Afin de bien comprendre les limites des méthodes de dimensionnement, il est intéressant de se rappeler comment est créée une norme (ou un règlement).

### Que sont les règlements ?

Les règlements sont des documents dans lesquels on trouve « l'état de l'art » sur un sujet technique donné :

- Ils peuvent être assez souvent déconnectés des modélisations théoriques des objets qu'ils concernent.
- Ils ont un champ d'action précis, un territoire d'action donné, et parfois une durée de validité.
- Ils sont élaborés par un panel d'acteurs concernés par le thème qu'ils abordent.

- Ils sont élaborés sur une durée assez longue, et signés par une autorité réputée compétente.

Ces règlements sont élaborés par un groupe de travail, constitué de différentes personnes représentant différents groupes culturels et d'influences. Par exemple, voici la constitution du groupe de travail sur le fascicule 62 titre 5 du CCTG applicable aux marchés publics de travaux. Le fascicule est une circulaire (ici N° 93-66 du 20 décembre 1993) signée par un représentant du Ministre.

#### CONSTITUTION D'UN GROUPE DE TRAVAIL POUR L'ELABORATION D'UN REGLEMENT

Le groupe de travail est constitué de :

- un président, un rapporteur, un secrétaire (IGPC, ICPC, ITPE)
- 4 membres du LCPC, 1 membre d'un LRPC
- 6 représentants d'entreprises privées (BET)
- 2 représentants de grands bureaux de contrôle
- 3 représentants de: SETRA, CEBTP, FNTP
- 1 représentant de la SNCF

13 réunions de travail se sont tenues entre le 2 novembre 1989 et le 20 décembre 1993.

#### SIGNIFICATION DE LA COMPOSITION DU GROUPE

Le groupe de travail tel que constitué aborde le sujet technique au prisme de 3 grands domaines :

##### **L'orthodoxie calculatoire et la continuité technique**

- LCPC, LRPC, SETRA
- S'intéressent aux grandeurs de calcul objectivables, aux modélisations, aux matériaux

##### **Les lobbies**

- CEBTP, FNTP, SNCF, BET privés
- Défendent leur gagne pain, expriment leurs besoins, défendent leur matériau

##### **La sinistralité et ses conséquences financières**

- VERITAS, SOCOTEC
- A l'éclairage des statistiques et des sinistres, participent à l'introduction de valeurs dites « caractéristiques » et de coefficients de sécurité.

#### PRODUCTION DU GROUPE DE TRAVAIL

Le groupe de travail produit des règles de l'art issues de bras de fers entre différentes visions du problème abordé.

Selon qui aura été le plus charismatique, habile, fort, chanceux, un règlement de calcul, plus simple que les modélisations mathématiques du problème donné, est élaboré pour être utilisé comme référence. Les simplifications ont été directement façonnées par des contraintes d'ordre macro économique (micro selon force des lobbies...), semi-probabilistes, et enfin, techniques...

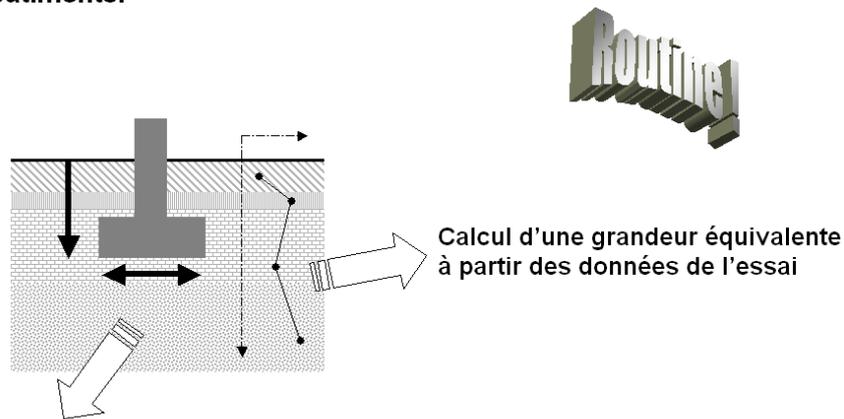
Notons que les coefficients de sécurité définis pour les calculs sont façonnés par les mêmes contraintes, et avalisées par un délégué du Ministre.

On ne doit donc pas jouer avec les coefficients de sécurité... toute personne aussi expérimentée qu'elle paraisse et qui sorte un coefficient de sécurité du chapeau (on en rencontre beaucoup sur le terrain, notamment des « anciens ») est au mieux présomptueux et au pire... incompétent !

## Cas des DTU 13.12 et 13.2, et du fascicule 62 Titre 5 du CCTG

Ces documents abordent le calcul pratique des fondations pour les bâtiments. A partir de mesures issues d'une campagne d'essai, ils proposent une méthodologie de calcul de la fondation. Le schéma ci-dessous résume la démarche décrite dans ces documents.

Ces DTU abordent le calcul pratique des fondations de bâtiments.



Détermination d'une formule de calcul

*fig. n°4.4 - Principe du calcul de la portance des fondations*

## Les différents aspects du calcul des fondations

La bonne reconnaissance du sol permet de limiter les tassements absolus, en tout cas de les estimer. Cela est valable aussi pour les tassements différentiels. Outre les aspects du dimensionnement des fondations qui ont trait à la stabilité de l'ouvrage, il y a les calculs qui ont trait à la résistance du massif de fondations et à leur durabilité tout au long de la vie de l'ouvrage. Pour cela, une bonne connaissance du matériau constitutif de la fondation est nécessaire.

Ce cours aborde les fondations en béton armé. Il existe cependant d'autres matériaux de fondations, notamment les pieux de bois (fondations de l'intégralité de la ville de Venise).

Le présent cours aborde uniquement l'illustration du calcul de la capacité portante du sol à partir de l'essai pressiométrique Ménard.

# Calcul de la portance d'une fondation superficielle selon le Fascicule 62 Titre V du CCTG

## SUR SOL MONOCOUCHE

Le terrain est constitué sous la fondation et jusqu'à une profondeur d'au moins une fois et demi sa plus grande dimension, d'un même sol (ou de sols de même type et de caractéristiques comparables).

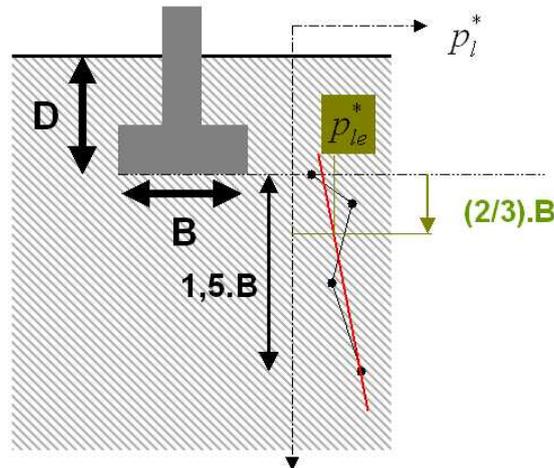


fig. n°4.5

On réalise alors, à partir des mesures pressiométriques dans la tranche de sol de profondeur  $z$  appartenant à l'intervalle  $[D ; D+1,5B]$ , la régression linéaire des points de mesure en écartant les mesures non significatives si besoin.

On obtient alors une formule du type  $p_l^*(z) = az + b$  (voir fig. 100).

La pression limite équivalente sera alors prise égale à  $P_{le}^* = p_l^*(z_e)$  avec  $z_e = D + \frac{2}{3}B$

Il est à noter que plus on disposera de mesures pressiométriques dans la couche  $[D ; D+1,5B]$ , plus la régression linéaire sera précise, ainsi que la valeur de  $P_{le}^*$ .

C'est à partir de cette grandeur qu'on va estimer un taux de travail du sol à ne pas dépasser.

En fonction de la nature de la couche d'assise, on va déterminer par des formules appropriées un coefficient  $k_p$  nommé facteur de portance (voir article 3 tableau I annexe B1 du Fascicule, reproduit fig. 4.6) :

Type de sol	Expression de $k_p$
Argiles et limons 1, craies A	$0,8 \cdot \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \cdot \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \cdot \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Sables A	$\left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \cdot \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$

fig. n°4.6

Pour déterminer à quel sol on a affaire, on regarde le tableau fig. 4.7 (annexe E1 §3 du fascicule) :

Classe de sol			Pressiomètre, PI (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	<0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à très dures	>2,5
Sables, Graves	A	Lâches	<0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	>2,5
Craies	A	Molles	<0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compactes	>3,0
Marnes Marno- calcaires	A	Tendres	1,5 - 4,0
	B	Compacts	>4,5
Roches	A	Altérées	2,5 - 4,0
	B	Fragmentées	>4,5

fig. n°4.7

On introduit la grandeur notée  $q'_0$  qui représente la contrainte verticale effective que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci (s'il existe une nappe de niveau variable, cette contrainte est à calculer dans la situation dans laquelle la fondation est justifiée). Pour le calcul de  $q'_0$  voir fig. 4.8.

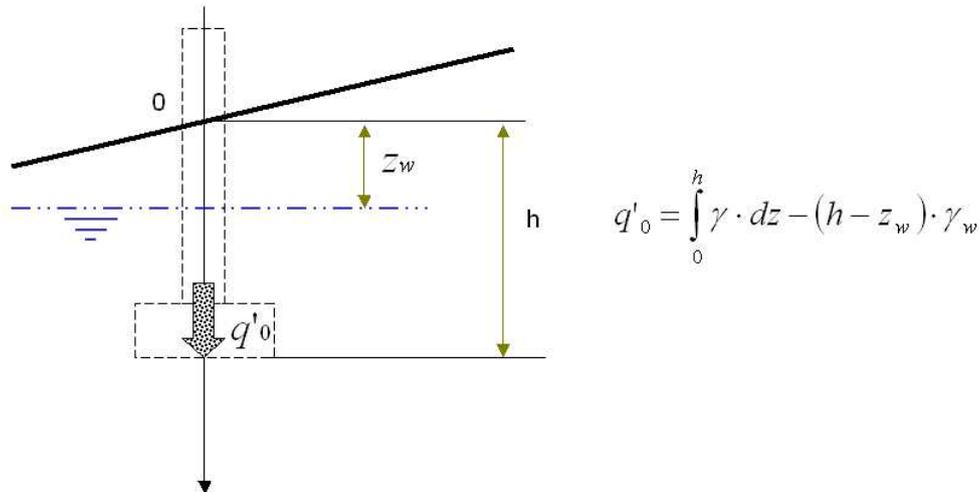


fig. n°4.8

La contrainte de rupture sera  $q'_u = q'_0 + k_p P_{le}^*$ .

### SUR SOL MULTICOUCHE

Le principe de calcul diffère, et fait intervenir le logarithme de la pression limite, ainsi qu'une intégration.

On considère la tranche de sol  $[D ; D+1,5B]$ , on élimine les valeurs singulières, et dans cette tranche si on a n couches de sol, alors :  $p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1}^* \cdots p_{ln}^*}$  ou encore  $\log(p_{le}^*) = \frac{1}{1,5B} \int_D^{D+1,5B} \log(p_l^*(z)) \cdot dz$ .

La courbe  $p_l^*(z)$  est obtenue en joignant par segments de droites sur une échelle logarithmique les différentes pressions limites mesurées.

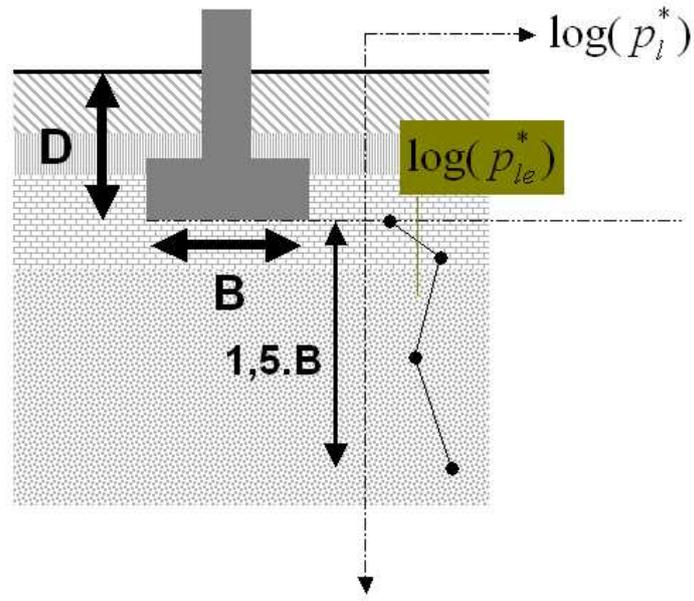


fig. n°4.9

On aboutit toujours à la détermination de la grandeur  $P_{le}^*$ , et le calcul se poursuit de la même façon.

## Calcul de la portance d'une fondation profonde selon le Fascicule 62 Titre V du CCTG

On détermine une valeur de  $p_{le}^*$  par l'essai pressiométrique, et ensuite on détermine, en fonction du type de pieu et de la nature du sol d'ancrage un coefficient  $k_p$  (facteur de portance).

Le terme de pointe peut alors être déterminé :  $q_u = k_p \cdot P_{le}^*$

Il faut ensuite déterminer la contribution du frottement latéral.

L'utilisation de coefficients de sécurités permet ensuite de déduire à partir de ces deux grandeurs la portance du pieu à ELU et ELS.

### DETERMINATION DE $p_{le}^*$

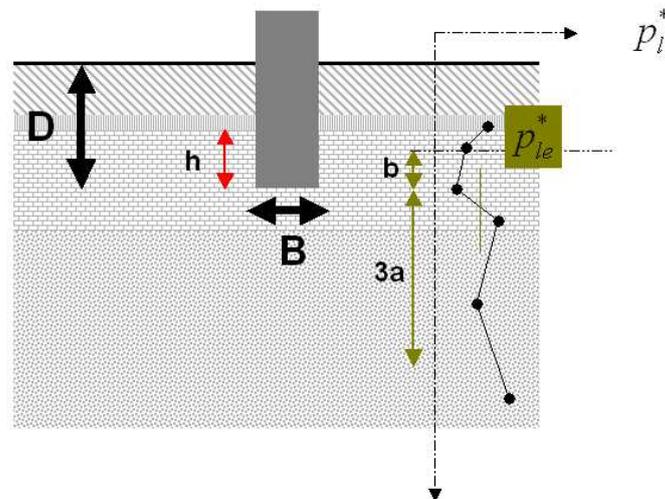


fig. n°4.10

$p_l^*(z)$  est déterminée en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents  $p_l^*$  mesurés. La grandeur  $h$  est la hauteur de l'élément contenue dans la couche porteuse, la grandeur  $a$  est égale à la moitié de la largeur  $B$  si celle-ci est supérieure à 1,00 m et à 0,50 m dans le cas contraire. On prendra  $b$  égale à la plus petite des valeurs de  $a$  et de  $h$ .

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) \cdot dz \quad (\text{voir fig. 4.10})$$

### CALCUL DE $k_p$

On calcule cette grandeur à partir de l'article 2 tableau 1 de l'annexe C3, reproduit fig. 4.11 :

Classe de sol		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, Graves	A	1	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes et marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

fig. n°4.11

### DETERMINATION DU TERME DE FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE

La valeur du frottement latéral unitaire limite à la profondeur  $z$ ,  $q_s(z)$  est donné par le tableau reproduit fig. 4.12 :

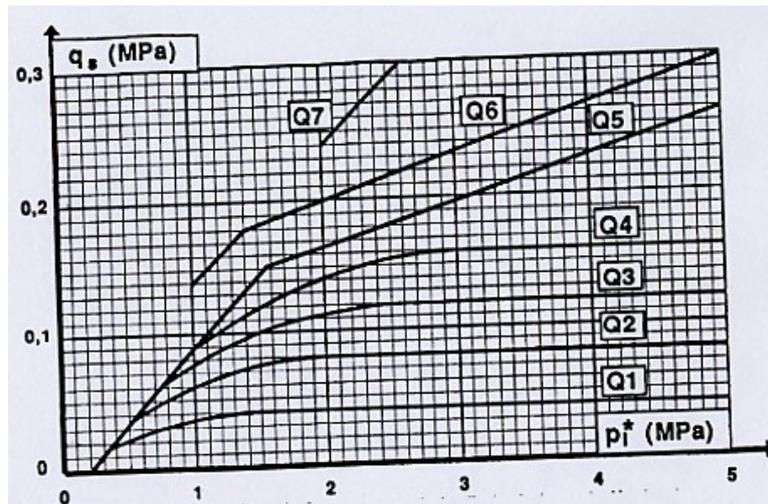


fig. n°4.12

Ces courbes peuvent être déduites des expressions analytiques suivantes :

Courbes Q1 à Q4,  $n$  désignant le n° de la courbe

Si on prend  $q_{sn}=0,04n$  (en MPa) et  $p_n=(1+0,5n)$  (en MPa)

Alors :

Pour  $\frac{p_l}{p_n} \leq 1$ , on a  $q_s = q_{sn} \frac{p_l}{p_n} \left( 2 - \frac{p_l}{p_n} \right)$

Pour  $\frac{p_l}{p_n} \geq 1$ , on a  $q_s = q_{sn}$

Courbes Q5 à Q7

Q5 :  $q_s = \min \left( \frac{p_l - 0,2}{9}, \frac{p_l + 3,3}{32} \right)$  pour  $p_l \geq 0,2 \text{ MPa}$

Q6 :  $q_s = \min \left( \frac{p_l + 0,4}{10}, \frac{p_l + 4,0}{30} \right)$  en général  $p_l \geq 1,0 \text{ MPa}$

Q7 :  $q_s = \frac{p_l + 0,4}{10}$  en général  $p_l \geq 2,5 \text{ MPa}$

TABLEAU II : CHOIX DES ABAQUES POUR LA DÉTERMINATION DE  $q_s$

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>3</sub> <sup>(1)</sup>	-			Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>6</sub>	
Foré boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>6</sub>	
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(3)</sup>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>4</sub> <sup>(3)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Foré tubé (tube perdu)	Q <sub>1</sub>			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	⁽⁴⁾			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	-	
Puits <sup>(5)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	-			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	⁽⁴⁾			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			⁽⁴⁾			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-	
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	⁽⁴⁾			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-	
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	-	
Injecté haute pression <sup>(6)</sup>	-	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>	-	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>7</sub> <sup>(7)</sup>	

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.  
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).  
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.  
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.  
 (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).  
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.  
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (\*\*\*, \*\*).

fig. n°4.13

### CALCUL DE LA PORTANCE DE LA FONDATION PROFONDE

L'effort limite mobilisable dû au terme de pointe d'un élément de fondation est calculé par la relation  $Q_{pu} = A \cdot q_u$  où A représente la section de pointe et  $q_u$  la contrainte de rupture relative au terme de pointe calculé précédemment.

L'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée h est définie par la relation suivante :  $Q_{su} = P \cdot \int_0^h q_s(z) dz$ , les valeurs de  $q_s(z)$  étant calculées comme indiqué précédemment, et P désignant le périmètre de la fondation.

La capacité portante ultime de la fondation profonde est donc  $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$ .

Cette capacité est à comparer à l'effort ultime amené sur la fondation.

Enfin, cette capacité est à comparer aussi à ce que le matériau de constitution du pieu et les armatures peuvent reprendre de fait (consulter à ce titre les règlements cités dans ce cours).

## Calcul de la portance d'une fondation profonde selon le DTU 13.12

On calcule, suite à l'essai pressiométrique, le terme de pointe par la formule  $q_p - q_0 = k \cdot (P_{le} - p_0)$  où  $q_0$  et  $p_0$  sont des pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré, termes qui peuvent le plus souvent être négligés.  $P_{le}$ , pression limite équivalente, est une pression limite pondérée qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées de part et d'autre de la pointe du pieu, on prendra pour valeur de  $P_{le}$  celle donnée par la formule suivante :

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{11} P_{12} P_{13}}$$

avec  $P_{11}$  pression limite mesurée un mètre au dessus de la pointe du pieu,  $P_{12}$  pression limite mesurée au niveau de la pointe du pieu,  $P_{13}$  pression limite mesurée un mètre au dessous de la pointe du pieu.

Le facteur k appelé facteur de portance se détermine en fonction des types de sols, du type de pieu, de la mise en œuvre, de l'encastrement. Les tableaux fig. 4.14 et 4.15 issus du DTU permettent de déterminer la valeur de k :

Pression limite $P_1$ (MPa)	Nature des sols	Catégorie
< 0,7	Argile molle	1
< 0,8	Limon et craie molle	
< 0,7	Sable argileux et limoneux ou vasard lâche	
1,0 à 1,8	Sable et grave moyennement compacts	2
1,2 à 3,0	Argile et limon compacts	
1,5 à 4,0	Marne et marno-calcaire	
1,0 à 2,5	Craie altérée	
2,5 à 4,0	Roche altérée	
> 3,0	Craie fragmentée	3
> 4,5	Marne très compacte	
> 2,5	Sable et gravier compacts à très compacts	
> 4,5	Roche fragmentée	

En raison du nombre trop faible de résultats expérimentaux, les valeurs K correspondant à la catégorie 3 sont à utiliser avec prudence.

fig. n°4.14

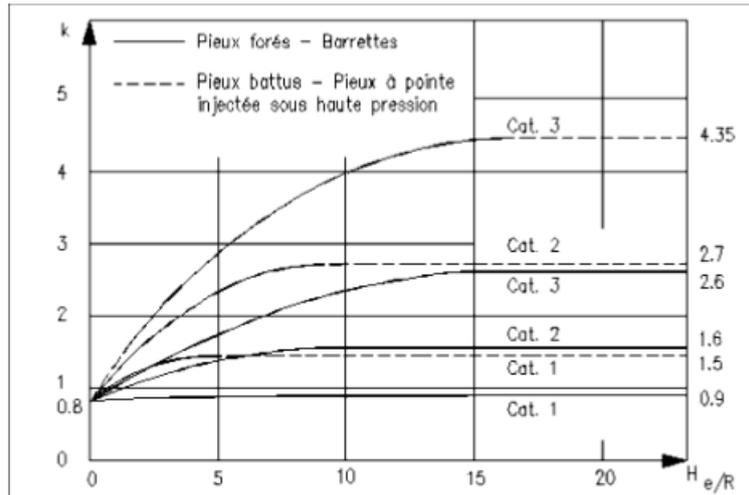


fig. n°4.15

Sur la figure 4.15,  $H_e$  représente la longueur de la fondation pour un sol homogène, ou la longueur dans la couche d'ancrage pour un sol multicouche, bien que ce dernier aspect ne soit pas explicite dans le DTU. **ATTENTION : R est dans ce cas la demi-dimension transversale !** Le frottement latéral unitaire  $q_s$  est obtenu à partir des valeurs  $P_l$  par lecture sur les tableaux expérimentaux suivants :

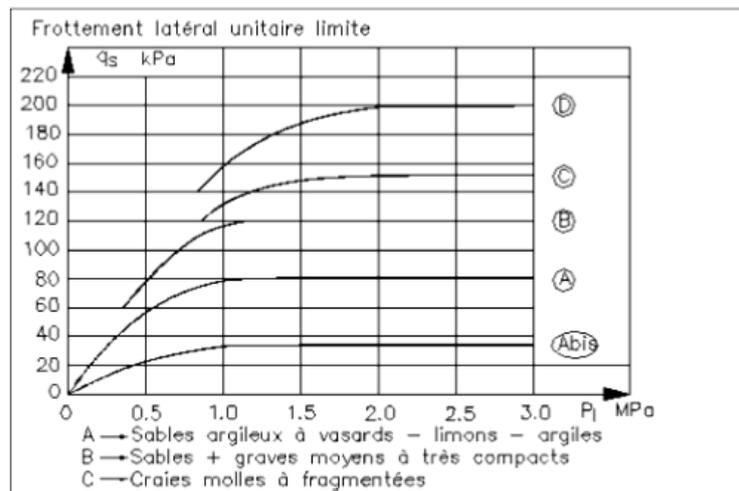


fig. n°4.16

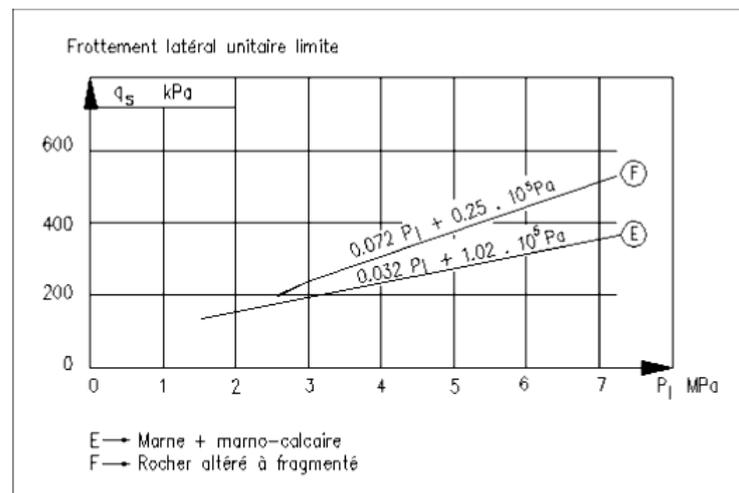


fig. n°4.17

Nature du sol	Pression limite $P_l$ (MPa)	Mise en oeuvre et nature du pieu					Injectés	
		Foré Béton	Foré-Tubé Béton	Battu Métal	Béton	Métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle, limon et sable lâche, craie molle	0 à 0,7	Abis	Abis	Abis	Abis	Abis	A	-
Argile moyennement consistante et limon	1,2 à 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D**
Argile raide à très raide	> 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	A Abis	A	D
Sable et grave moyennement compacts	1 à 2	(B)* A	(A)* Abis	Abis	(B)* A	A	B	$\geq D$
Sable et grave compacts à très compacts	> 2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	$\geq D$
Craie altérée à fragmentée	> 1	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	$\geq D$
Marne et marno-calcaire	1,5 à 4	(E)* C	(C)* B	B	E*** -	E*** -	E	F
Marne très compacte	> 4,5	E	-	-	-	-	F	> F
Roche altérée	2,5 à 4	F	F	-	F*** -	F*** -	$\geq F$	> F
Roche fragmentée	> 4,5	F	-	-	-	-	$\geq F$	> F

\* Les valeurs entre parenthèses () correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en oeuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, à un resserrement du sol sur le pieu après battage.

\*\* Préconisé pour des sols dont  $P_l \geq 1,5$  MPa.

\*\*\* Seulement pour les cas où le battage est possible.

fig. n°4.18

## Calcul d'une fondation superficielle selon le DTU 13.2

A partir d'essais pressiométriques, on donne pour chaque mesure la pression limite nette  $p_l^* = p_l - p_0$  où  $p_0$  est la contrainte totale horizontale dans le sol au niveau concerné au moment où on fait l'essai.

Pour une semelle sous charge centrée, de largeur  $B$ , de longueur  $L$ , d'encastrement  $D$ , on a :  $q_u = K_p P_{le}^* + gD$  avec  $g$  masse volumique du sol (déjaugé éventuellement par la poussée d'Archimède),  $P_{le}^*$  pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à  $1,5B$  située sous la semelle (les pressions limites nettes étant toutefois plafonnées à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée).

$K_p$ , facteur de portance de la fondation, se déduit de l'abaque expérimental reproduit fig. 4.19.

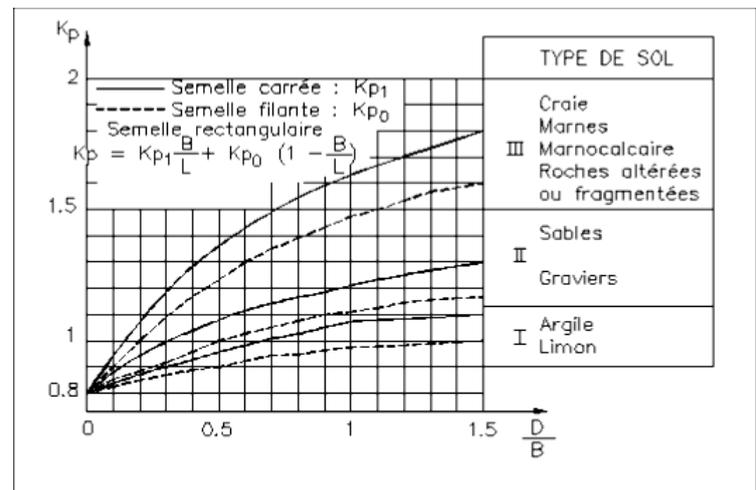


fig. n°4.19

## Calcul de tassements sous une fondation superficielle selon le DTU 13.2

Dans le cas des sols hétérogènes on procède à un découpage fictif du sol en 16 couches d'épaisseur  $B/2$  sous le niveau d'assise de la fondation.

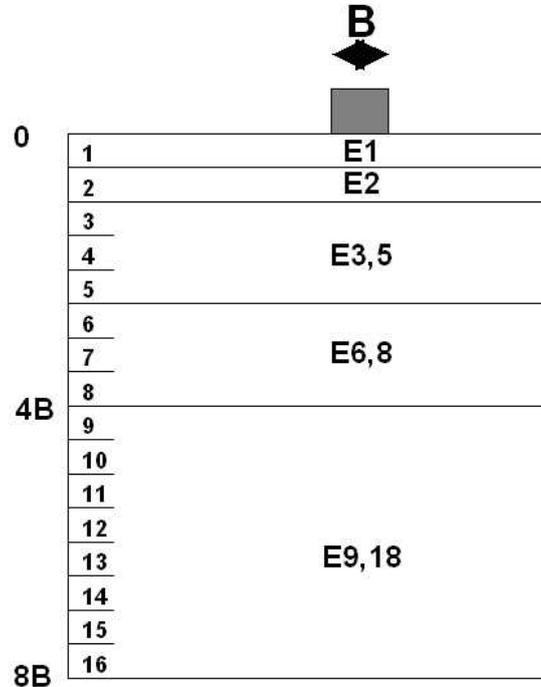


fig. n°4.20

Le tassement final d'une fondation est la somme de 2 termes : le tassement dit de consolidation ( $S_c$ ) et le tassement déviatorique ( $S_d$ ).

Ils sont définis par les relations suivantes :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_M} (\sigma - \gamma D) \lambda_c B$$

$$S_d = \frac{2}{9E_M} (\sigma - \gamma D) B_0 \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

où  $B_0$  vaut 0,60 m,  $\sigma$  est la contrainte du sol sous la fondation pour ELS,  $E_M$  est le module pressiométrique du sol, et  $\alpha$  un coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol est donné dans le tableau reproduit fig. 4.21.

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	$\alpha$	$E/p_1$	$\alpha$	$E/p_1$	$\alpha$	$E/p_1$	$\alpha$	$E/p_1$	$\alpha$	$E/p_1$
Surconsolidé très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	
Normalement consolidé normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	
Surconsolidé altéré remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3			-
Avec E module pressiométrique du sol et $p_1$ pression limite										
Roche										
Type	$\alpha$									
Très peu fracturé	2/3									
Normal	1/2									
Très fracturé	1/3									
Très altéré	2/3									

fig. n°4.21

Les grandeurs  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  coefficients fonctions du rapport L/B sont donnés fig. 4.22.

L/B	1		2	3	5	20
	cercle	carré				
$\lambda_c$	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

fig. n°4.22

La valeur  $E_M$  utilisée pour le calcul de  $S_c$  est celle du module pressiométrique de la première couche.

La valeur  $E_M$  utilisée pour le calcul de  $S_d$  est donnée par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_M} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5E_{6-8}} + \frac{1}{2,5E_{9-16}}$$

$$\text{où } \frac{1}{E_{3-5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{1}{E_{6-8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$\frac{1}{E_{9-16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \frac{1}{\dots\dots\dots} + \frac{1}{E_{16}}$$

## Calcul de la géométrie d'une semelle ponctuelle

Une fois le taux de travail admissible du sol déterminé et noté  $q$ , la pression exercée par la semelle sur le sol à la profondeur désirée ne devra pas dépasser cette grandeur, et ce quels que soient les cas de charge envisagés.

En pratique, la contrainte de référence  $q'_{ref}$  est définie par la relation  $q'_{ref} = \frac{3 \cdot q'_{max} + q'_{min}}{4}$  où

$q'_{max}$  et  $q'_{min}$  sont respectivement les contraintes maximale et minimale (éventuellement nulle) du diagramme des contraintes normales appliqué par la semelle au sol de fondation. Cette formule permet notamment de calculer une semelle de fondation soumise à un moment de flexion.

Il va de soi que si le diagramme est rectangulaire, il s'agit de la pression répartie de façon homogène. Cette pression ne tient pas compte d'un éventuel soulagement par poussée d'Archimède. On prendra soin de respecter un rapport d'homothétie entre les dimensions du poteau ( $a'$  et  $b'$ ) et celles de la semelle ( $A/B=a'/b'$ ) : cette condition respectée, la pression sous la semelle sera considérée uniforme. On fixe alors une relation entre A et B, sachant que  $S=AB$ .

### COFFRAGE DE LA SEMELLE

Ainsi, si  $N_{Ed}$  est l'effort ultime amené par l'ouvrage sur la semelle, la surface S étant fixée par les concepteurs du projet, on aura  $q'_{ref}(elu) = \frac{N_{Ed}}{S}$ . On devra alors vérifier à ELU que

$$q'_{ref} - q'_0 \leq \frac{1}{2}(q'_u - q'_0).$$

Dans le cas de ELS, on aura  $q'_{ref} (els) = \frac{N_{ser}}{S}$  et on devra vérifier que  $q'_{ref} - q'_0 \leq \frac{1}{3}(q'_u - q'_0)$ .

La hauteur de la semelle devra permettre la condition de rigidité. Ainsi, si A et B sont les côtés de la semelle en cm, si a' et b' sont les côtés du poteau en cm, on considérera comme hauteur

$$h \geq d + 5; \text{ avec } d = \max \left[ \frac{(A - a')}{4}; \frac{(B - b')}{4} \right].$$

Dans le cas où on désire réaliser un glacis (tenant compte de la difficulté de mise en œuvre et de l'impact économique du glacis), on prendra pour épaisseur de l'extrémité du patin au minimum 6 fois le diamètre de l'acier principal d'armature additionné de 6 cm.

### CALCUL DES ACIERS D'ARMATURE DE LA SEMELLE

Les aciers principaux auront pour section :

$$A_{s(a)} = \frac{N_{Ed}(A - a')}{8d \cdot f_{yd}}$$

Dans cette formule, d vaut environ 0,9h et  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$  vaut 500/1,25 si l'acier est de limite

élastique 500 MPa (attention aux conversions d'unité pour la bonne utilisation des formules).

On répartit ensuite les aciers avec un espacement compris entre 7 et 30 cm.

Les aciers secondaires auront pour section :

$$A_{s(b)} = \frac{N_{Ed}(B - b')}{8d \cdot f_{yd}}$$

### VERIFICATION DU POINÇONNEMENT

$$N_p = N_{Ed} \left[ 1 - \frac{(a'+h)(b'+h)}{AB} \right]$$

$$N_p \leq 0.045(a'+b'+2h)2h \cdot f_{ck}$$

où  $f_{ck}$  représente la résistance caractéristique du béton sur éprouvette cylindrique en notation EC2.

Si cette dernière condition n'est pas remplie, il faudra changer les dimensions de la semelle.

## Cas de la semelle filante

Le calcul est le même, sauf qu'il s'effectue dans un seul sens en prenant une semelle de 1 mètre linéaire de longueur. Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servant de chaînages et d'aciers de répartition. La hauteur est calculée de la même façon que pour la semelle isolée.

$$A_s = \frac{N_{Ed}(A - a')}{8df_{yd}} \text{ en cm}^2/\text{ml}$$



fig. n°4.23

Les aciers de répartition, filants, auront pour section le maximum entre le quart de la section calculée ci-dessus et la section minimale pour un chaînage (3 cm<sup>2</sup> pour ronds lisses FE215, 2 cm<sup>2</sup> pour barres FE400, 1.6cm<sup>2</sup> pour treillis soudés et barres FE500). Les recouvrements des barres filantes seront de 50 diamètres, l'espace de répartition sera limité à 30 cm.

La vérification du poinçonnement s'effectue en appliquant les formules suivantes :

$$N_p = N_{Ed} \left[ 1 - \frac{(a' + h)}{A} \right]$$

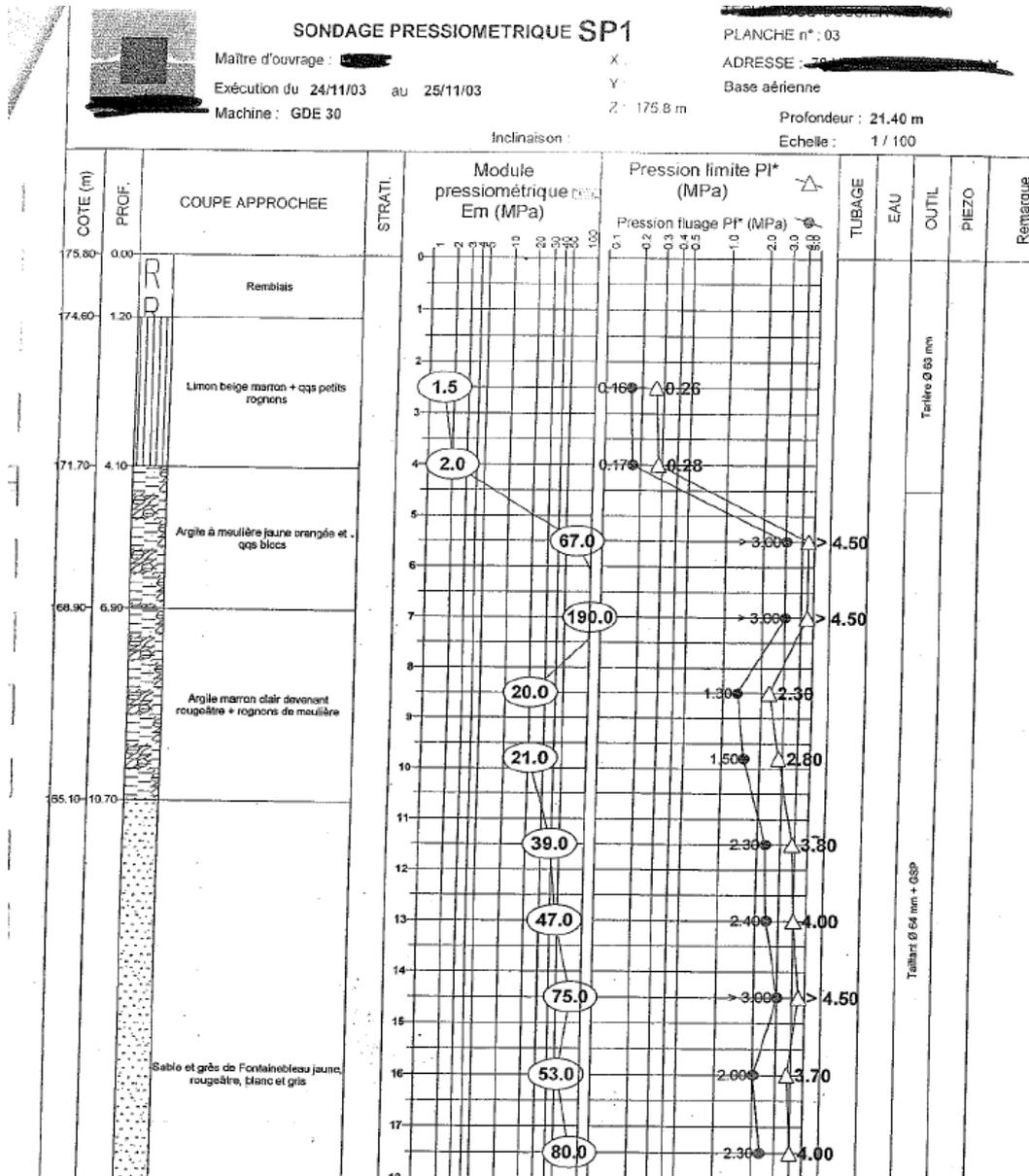
$$N_p \leq 0.09h \cdot f_{ck}$$

D'autres formules pourront être utilisées, associées à d'autres méthodes de calcul, suite à l'entrée en vigueur de NF EN 1992 concernant le calcul des structures en béton, et en accord avec NF EN 1997 concernant les fondations.

## EXEMPLES CONCRETS DE CALCULS

### Calcul d'une fondation profonde

A partir de l'essai pressiométrique ci-dessous, nous allons dimensionner un pieu foré simple au DTU 13.2.



Le rapport de sol indiquait qu'il fallait ancrer les pieux dans les sables de fontainebleau. Avec l'équipe de conception, et en fonction du niveau zéro du bâtiment, il a été choisi de descendre les pieux à NGF 163.00 ; le recépage aura lieu à NGF 172.50.

Le frottement latéral ne sera pas pris en compte durant les deux premiers mètres sous le recépage. Pour la prise en compte du frottement latéral, en fonction des catégories de sol et des pressions limites lues dans le profil pressiométrique ci-avant, on peut résumer sur la fig. 4.25 les courbes de frottement à prendre en compte en fonction des couches de sol :

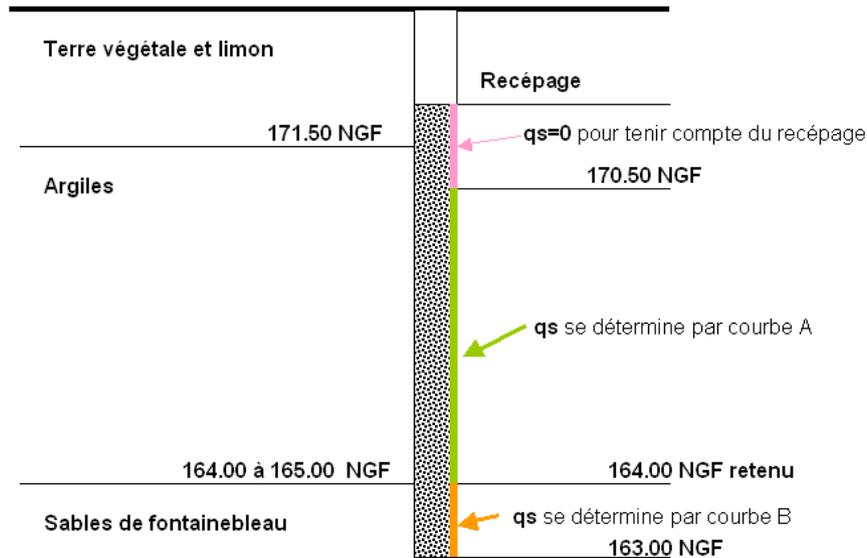


fig. n°4.25

Au niveau du calcul du terme de pointe, nous devons d'abord déterminer la pression limite équivalente. Le calcul par droites de régression entre les mesures de  $P_l^*$  réalisées aux côtes 165.80 NGF, 164.30 NGF et 162.80 NGF donnent pour les côtes 165.00 NGF, 164.00 NGF, et 163.00 NGF les valeurs suivantes : 3,33 MPa, 3,84 MPa et 3,97 MPa. La racine cubique de ces trois valeurs multipliées donnent le  $P_l^*$  du terme de pointe comme pris à 3,7 MPa.

Pour le facteur de portance  $k$  en pointe,  $H_e/R$  donne 1/0,3 soit 3,33

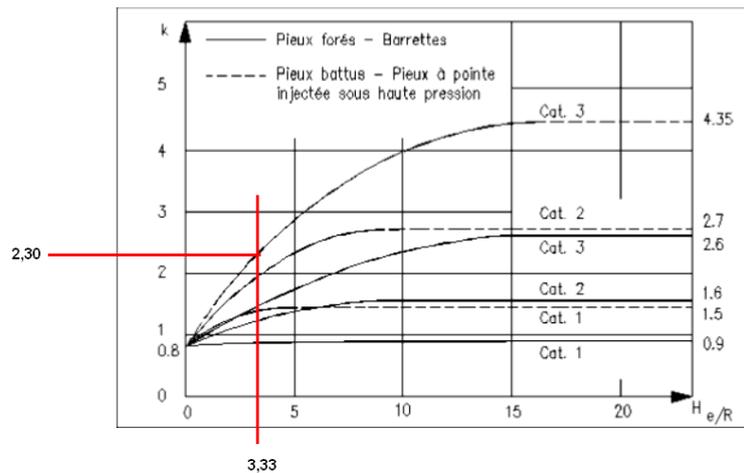


fig. n°4.26

On obtient par lecture  $k=2,3$ .

Pour les frottements, dans les argiles de  $P_l^*$  supérieurs à 1,5 MPa nous sommes à  $q_s = 80$  kPa ; dans les sables de fontainebleau, courbe B, on trouve  $q_s = 120$  kPa (voir fig. 111).

En pratique, on va d'abord calculer la contrainte maximale de compression à ELS en fonction de la résistance du béton et de la géométrie des pieux (ce qui n'a rien à voir avec le calcul précédent).

On a, conformément aux prescriptions du DTU 13.2,  $f_c = \frac{\inf(f_{c28}, f_{clim})}{k_1 \cdot k_2}$  avec  $k_1 = 1,30$  dans le

cas d'un pieu foré simple et  $k_2$  valant 1 pour  $d/L > 1/20$  et un diamètre de pieu supérieur ou égal à 60 cm, ou encore 1,05 pour diamètre pieu strictement inférieur à 60 cm.

Pour le pieu de diamètre 60 cm que nous sommes entrain de calculer,  $f_c = \frac{25}{1,3 \cdot 1,00} = 19,23 \text{ MPa}$

Pour ELS, la résistance moyenne sur la seule section comprimée est égale à  $0,3f_c$  soit 5,77 MPa. La charge admissible maximale par le pieu en terme de résistance à la compression (cette charge n'ayant rien à voir avec la capacité portante du pieu mais avec sa propre intégrité mécanique) sera donc égale à  $5,77 \cdot 10^6 \cdot (0,3)^2 \cdot \pi$ . Soit 163 000 daN.

Le calcul de la capacité portante est le suivant :

Si  $Q_p$  est le terme de pointe admissible ELS et  $Q_s$  le terme de frottement admissible ELS, on aura :

$$Q_p = \frac{S \cdot k \cdot P_{le}}{3} ; \quad Q_s = \pi \cdot \Phi \cdot \sum (h_s \cdot \frac{q_s}{3})$$

Pour notre pieu de 60 cm avec les données précédentes nous aurons donc :

$$Q_p = 2,3 \cdot 370 \cdot (\pi \cdot 0,60^2 / 4) / 3 = 80\,200 \text{ daN}$$

$$Q_s = \pi \cdot 0,60 \cdot ((6,50 \cdot 8 / 3) + (1,00 \cdot 12 / 3)) = 40\,211 \text{ daN}$$

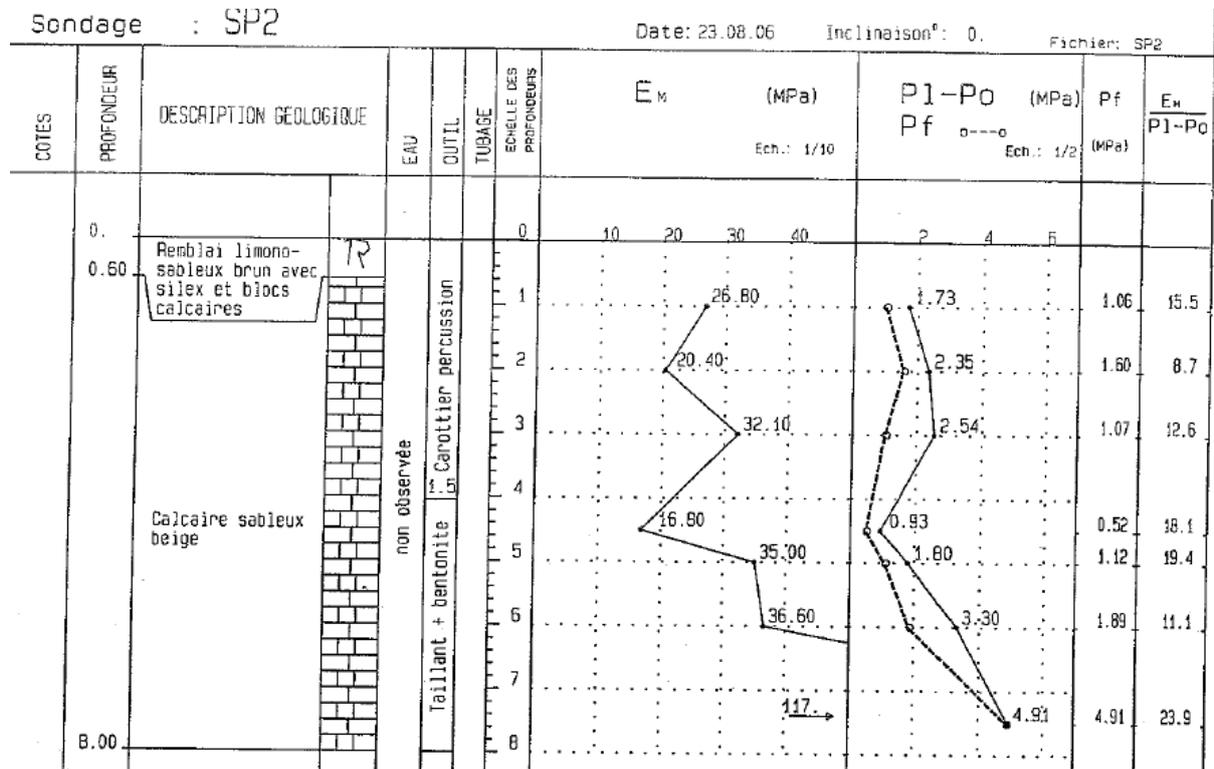
La capacité portante du pieu sera donc de 120 413 daN. Cette quantité est inférieure à 163 000 daN, maximum toléré par le matériau constitutif du pieu.

Le pieu est donc bien dimensionné.

## Calcul d'une fondation superficielle

Nous allons calculer la capacité portante d'une fondation du type semelle filante de 1,00 m de large, ancrée à 2,50 m sous le niveau du terrain naturel.

Le profil de sondage est le suivant :



Le type de sol à –2,50 m est un calcaire sableux, type de sol catégorie III, avec un rapport D/B supérieur à 1,5 donc la valeur du  $K_p$  vaut 1,6.

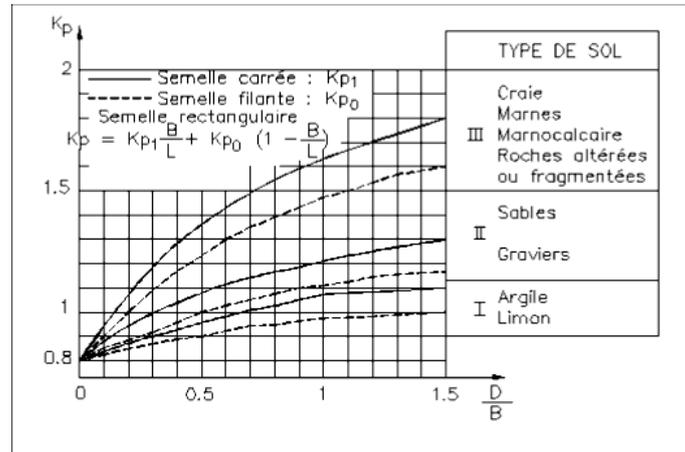


fig. n°4.28

Pour calculer  $P_{le}^*$  conformément au DTU nous devons considérer une profondeur sous la semelle de 1,5 fois B soit 1,50 m et borner la valeur des  $P_l^*$  à 1,5 fois la valeur minimale sur la profondeur considérée.

A –2,00 m,  $P_l^* = 2,35$  MPa

A –3,00 m,  $P_l^* = 2,54$  MPa

A –4,50 m,  $P_l^* = 0,93$  MPa

En réalisant la régression linéaire, on a pour les profondeurs suivantes les valeurs de  $P_l^*$  données :

A –2,50 m,  $P_l^* = 2,45$  MPa

A –3,00 m,  $P_l^* = 2,54$  MPa

A –4,00 m,  $P_l^* = 1,47$  MPa

La valeur maximale à prendre en compte est donc  $1,47 * 1,5 = 2,2$  MPa

La côte théorique où 2,2 MPa est atteint entre –3,00 et –4,00 est (toujours par la régression linéaire) –3,32 m.

On devra intégrer la surface suivante pour calculer la valeur moyenne  $P_{le}^*$  :

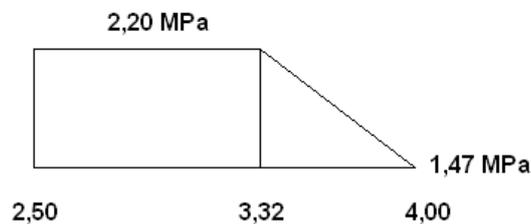


fig. n°4.29

Le calcul donne  $P_{le}^* = 2,03$  MPa.

$q_u = K_p P_{le}^* + gD = 1,6 * 2,03 * 10^6 + 2300 * 10 \text{ N/m}^3 * 2,50 \text{ m} = 3305500 \text{ N/m}^2 = 3,30 \text{ MPa}$ .

Si l'on avait négligé  $gD$ , on aurait trouvé 3,25 MPa.

Le taux de travail admissible ELS étant  $q_u / 3$ , cela nous donne in fine 1,1 MPa, soit 11 bars, ce qui est excellent.





### SURFACE DE SEMELLE NECESSAIRE

Pour ce qui concerne les descentes verticales (63703 daN) nous aurons besoin d'une semelle de surface  $63\ 703 \times 10 / 140\ 200 = 4,54\text{ m}^2$ . On prendra *a priori* un profil de puits de 2,15 m par 2,15 m soit 4,62 m<sup>2</sup>.

Voici ci-dessous, les fondations telles que proposées et calculées :

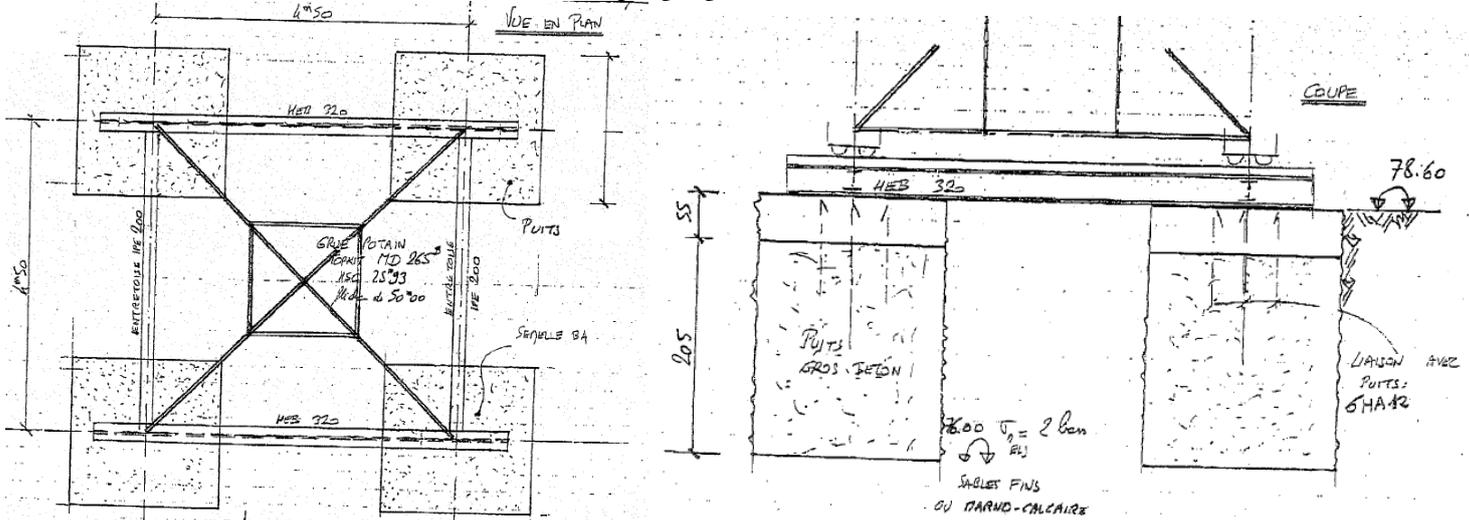


fig. n°4.33

Par l'intermédiaire des profilés HEB et des entretoises, les efforts horizontaux sont reportés également entre les 4 puits, qui reprendront H'1/4 soit 1326 daN, répartis avec  $T_x=352\text{ daN}$  et  $T_y=1278\text{ daN}$ .

### CALCUL DE LA CONTRAINTE SOUS DISTRIBUTION TRAPEZOÏDALE

Le moment de renversement par rapport au fond de fouille a été considéré en négligeant le remblai en place :  $M_x=352 \times 2,60=915\text{ daNm}$  ;  $M_y=1278 \times 2,60=3323\text{ daNm}$ .

L'effort total vertical par rapport au fond de fouille est, si l'on considère la force exercée par le puits en gros béton en plus de la force apportée par la grue :  $F'1+PUITS=63\ 703 + 27\ 643\text{ daN}$  soit 91 346 daN.

On peut en déduire la contrainte sur le sol :

$$\sigma_n = \frac{N}{S} \pm \frac{6M_x}{bh^2} \pm \frac{6M_y}{b^2h} = \frac{91346}{215^2} \pm \frac{6 \times 91500}{215 \times 215^2} \pm \frac{6 \times 332300}{215^2 \times 215} = 1,976 \pm 0,06 \pm 0,2\text{ daN/cm}^2.$$

Pour la compréhension de la formule ci-dessus, se reporter au cours de résistance des matériaux de 1<sup>e</sup> année.

La contrainte moyenne d'après DTU doit être prise égale à

$$\sigma'_{ref} = \frac{3 \cdot \sigma'_{max} + \sigma'_{min}}{4} = \frac{3 \times 2,23 + 1,72}{4} = 2,1\text{ daN/cm}^2\text{ qui est malheureusement supérieur aux}$$

2,00 daN/cm<sup>2</sup> autorisés par le géotechnicien. **On doit donc augmenter la taille de la surface du puits.** Le calcul prouve qu'une semelle de côté de 225 cm permet d'appliquer 1,92 daN/cm<sup>2</sup> sur le sol.

### VERIFICATION SOUS L'EFFORT HORIZONTAL MAXIMAL

Par puits,  $H'2/4=17,7/4=4430\text{ daN}$ , répartis en  $T_x=T_y=2537\text{ daN}$ .

Les moments de renversement sont donc égaux à  $M_x=M_y=2537 \times 2,60=6596\text{ daNm}$  associé à un effort vertical de 52592 daN.

Verticalement nous avons  $F2+PUITS=52592+27643=80\ 235\text{ daN}$ .

La contrainte sur le sol vaut donc :

$$\sigma_n = \frac{N}{S} \pm \frac{6M}{bh^2} \pm \frac{6M}{b^2h} = \frac{80235}{225^2} \pm \frac{6 \times 659600}{225 \times 225^2} \pm \frac{6 \times 659600}{225 \times 225^2} = 1,58 \pm 0,35 \pm 0,35 \text{ daN/cm}^2.$$

La contrainte moyenne d'après DTU doit être prise égale à

$$\sigma'_{ref} = \frac{3 \cdot \sigma'_{max} + \sigma'_{min}}{4} = \frac{3 \times 2,28 + 0,89}{4} = 1,93 \text{ daN/cm}^2 \text{ qui est bien inférieur à } 2,00 \text{ daN/cm}^2.$$

### ARMATURES

Le calcul d'armature se conduit identiquement à ce qui est décrit en fin de chapitre 5 « Descente de charges ».

# 5 – La descente de charges sur les fondations

## PRINCIPES

Le calcul de la descente de charges sur les fondations s'effectue à partir des plans de l'avant projet définitif.

A ce stade, si les matériels qui seront effectivement mis en place dans le bâtiment ne sont pas tous connus, le projeteur dispose de suffisamment de données pour réaliser une descente de charges avec des mesures conservatoires.

Les plans donnent, à ce stade, une idée très précise des sections de béton armé, du carrelage éventuel, des faux plafonds ou faux planchers, des équipements en toiture, des revêtements d'étanchéité, etc.

Les côtes sont elles aussi définies à ce stade, de telle sorte qu'il devient possible de déterminer les charges qui vont s'appliquer au bâtiment.

- Charges permanentes : celles des poids propres et des équipements fixes
- Charges d'exploitation : en fonction de l'usage des locaux
- Charges climatiques : neige, vent, température, en fonction de la localisation du bâtiment
- Charges sismiques et accidentelles éventuelles

Des normes donnent les valeurs caractéristiques des charges : il s'agira principalement de :

- NF EN 1991-1-1 dit « Eurocode 1 partie 1.1 » : poids volumiques, poids propres, charges d'exploitations des bâtiments
- NF EN 1991-1-2 dit « Eurocode 1 partie 1.2 » : Actions sur les structures exposées au feu
- NF EN 1991-1-3 dit « Eurocode 1 partie 1.3 » : charges de neige
- NF EN 1991-1-4 dit « Eurocode 1 partie 1.4 » : Action du vent
- NF EN 1991-1-5 dit « Eurocode 1 partie 1.5 » : Actions thermiques
- NF EN 1991-1-6 dit « Eurocode 1 partie 1.6 » : Actions en cours d'exécution
- NF EN 1991-1-7 dit « Eurocode 1 partie 1.7 » : Actions accidentelles chocs et explosions
- NF EN 1998-1 dit « Eurocode 8 partie 1 » : Actions sismiques

Afin d'illustrer la démarche de calcul d'une descente de charges, cette partie du cours va illustrer concrètement le calcul sur un bâtiment réel.

## Etude horizontale : notion de ligne de rupture

Lorsqu'on effectue un chargement réparti progressivement sur une dalle rectangulaire supposée articulée sur ses 4 côtés, les résultats de l'essai à la rupture donnent les informations suivantes :

DALLE NE PORTANT QUE DANS LE SENS DE LA PETITE DIMENSION

Dans le cas où nous avons la relation  $\frac{\text{Petitcôté}}{\text{Grandcôté}} \leq 0,4$ , la dalle se rompt approximativement selon le pointillé sur la figure 5.1.

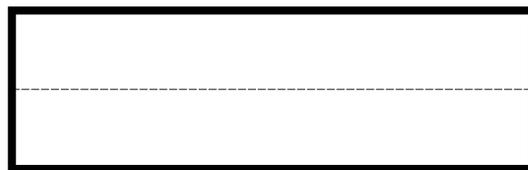


fig. n°5.1

Ainsi, on peut concevoir théoriquement que la dalle ne « porte » que dans le sens de la petite portée.

### DALLE PORTANT DANS LES DEUX SENS

Lors de la rupture de la dalle, lorsque  $0,4 < \frac{\text{Petitcôté}}{\text{Grandcôté}} \leq 1$ , on constate l'apparition de fissures à 45 degrés partant des intersections des voiles supports de la dalle (voir fig. 5.2).

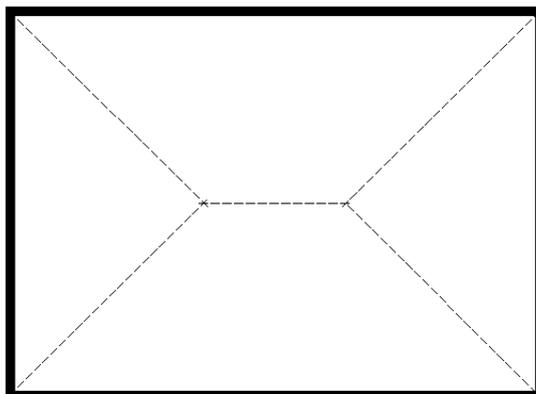


fig. n°5.2

Ainsi, on peut concevoir théoriquement que la dalle porte dans les deux sens, et identifier la partie de dalle (et donc les charges) qui est effectivement « reprise » par le voile situé sur un côté déterminé. Par conséquent, si l'on doit réaliser le schéma des lignes de rupture pour le bâtiment schématisé fig. 5.3, elles auront l'allure suivante :

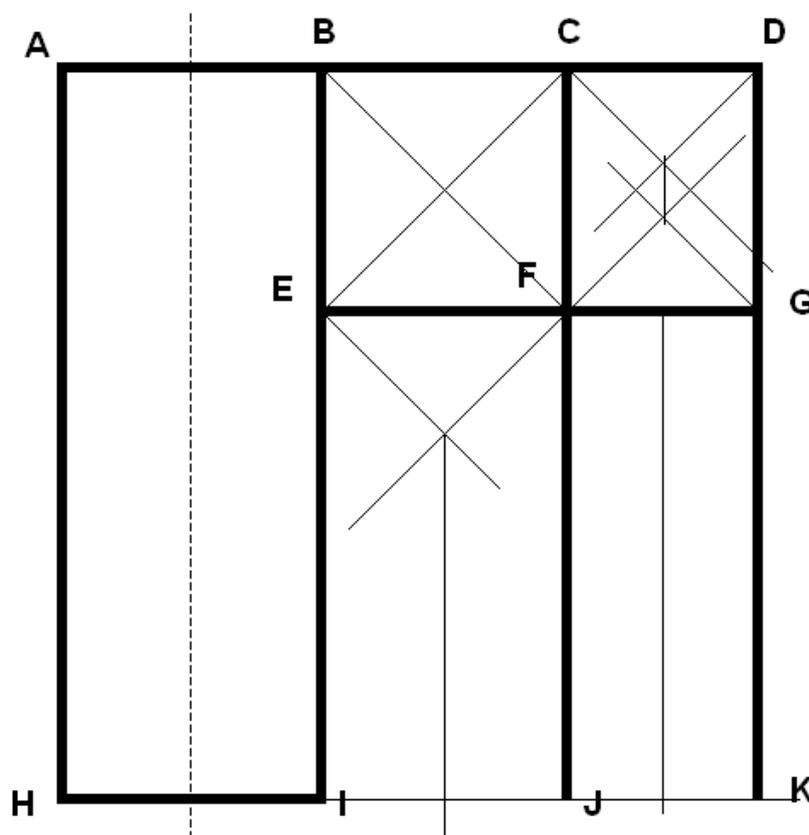


fig. n°5.3

## Etude verticale : notion de zone d'influence

L'étude verticale complète, et parfois affine et corrige, l'étude horizontale. Cette étude est menée sur une coupe du bâtiment judicieusement choisie au voisinage de la fondation étudiée en terme de descente de charges.

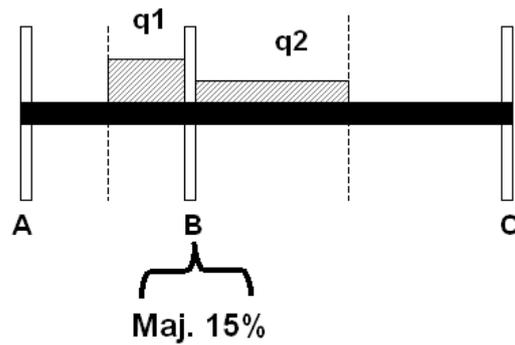
On s'intéresse prioritairement au parti de fondation projeté, et on estime la partie du bâtiment qui est effectivement reprise par la fondation étudiée. Selon le positionnement de la ligne d'influence, cette dernière peut modifier une zone de reprise des charges déterminée par l'étude horizontale.

L'illustration concrète sera faite au sujet de la semelle S4 du bâtiment étudié dans cette partie.

## Majorations de charges

Si on se représente le bâtiment en coupe, des majorations sont à prendre en compte pour l'ensemble des charges (aussi bien permanentes que variables) pour l'appui central dans le cas d'un système à deux travées, ou bien pour les appuis les plus proches des files de rive pour un système à trois travées ou plus, suivant la fig. 5.4. Ces majorations sont dues aux continuités pratiques des dallages (il est difficile de justifier la réalisation pratique de dalles articulées), et sont donc directement liées au mode constructif utilisé. Il faut donc garantir un suivi d'exécution afin de s'assurer que les dispositions constructives effectives sont celles qui ont été prises comme hypothèses pour le calcul de descente de charges.

3 travées: majoration 15% travée centrale pour G et Q



4 travées ou plus:  
majoration 10% sur travées proches des appuis de rive seulement

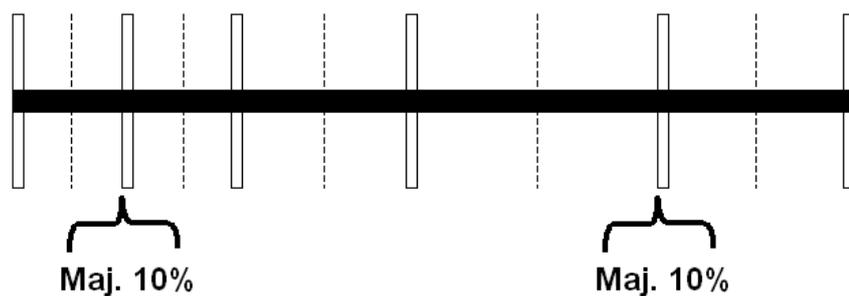


fig. n°5.4

## Dégression des charges d'exploitation

De plus, pour un bâtiment à 6 niveaux ou plus (on parle du nombre total de niveaux, y compris les niveaux en sous-sol), on peut appliquer une dégression des charges d'exploitation seulement, en réalisant par ailleurs la distinction entre bâtiment à usage de bureaux et bâtiment à usage d'habitation, selon les principes décrits dans les schémas de la fig. 5.5 :

### Bâtiment d'habitation

Bâtiment à au moins 6 niveaux

Numérotation de haut en bas en commençant par indice 0

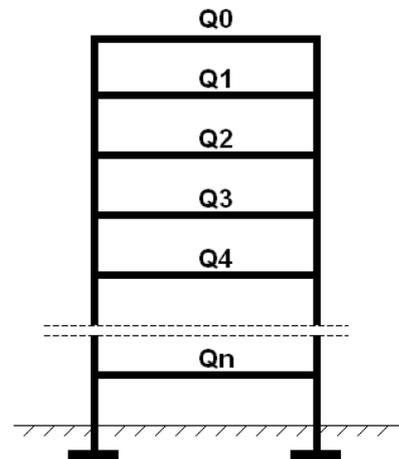
$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$



$$\sum_n = Q_0 + \left( \frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i$$

Cette formule s'applique à partir de n=5

### Bâtiment de bureaux avec $\forall i, Q_i = Q$

Bâtiment à au moins 6 niveaux

Numérotation de haut en bas en commençant par indice 0

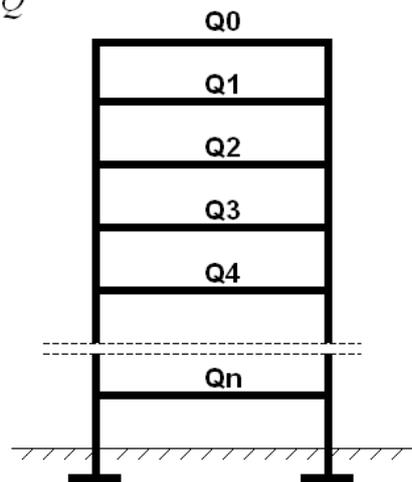
$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q$$

$$\sum_2 = Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,1kN$$

$$\sum_3 = Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,3kN$$

$$\sum_4 = Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,7Q_4 + 0,6kN$$



$$\sum_n = Q_0 + \left( \frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i + \left( \frac{n-3}{2} \right) kN$$

Cette formule s'applique à partir de n=5

fig. n°5.5

# CAS CONCRET N°1 : LOGEMENTS

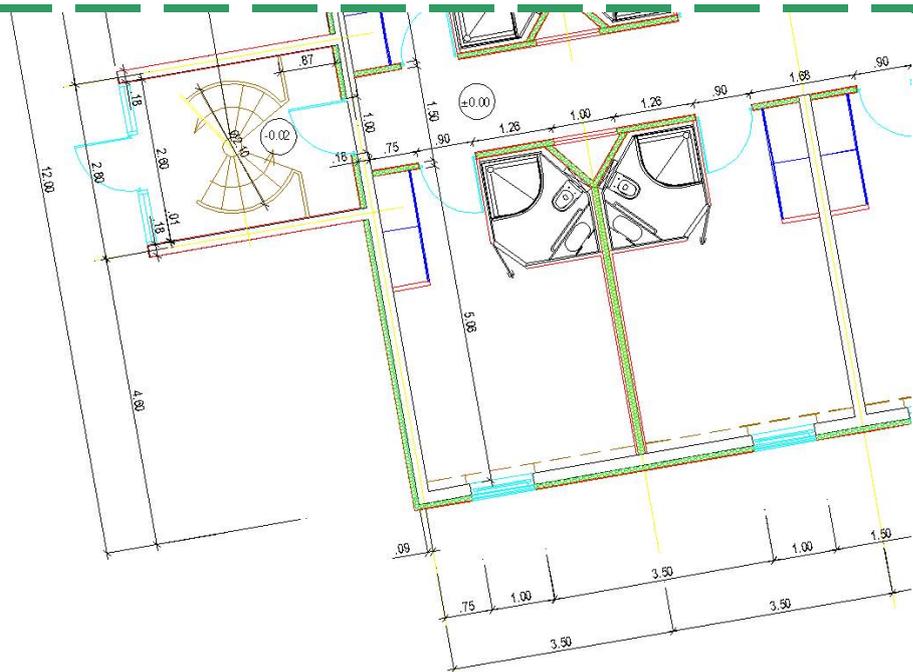
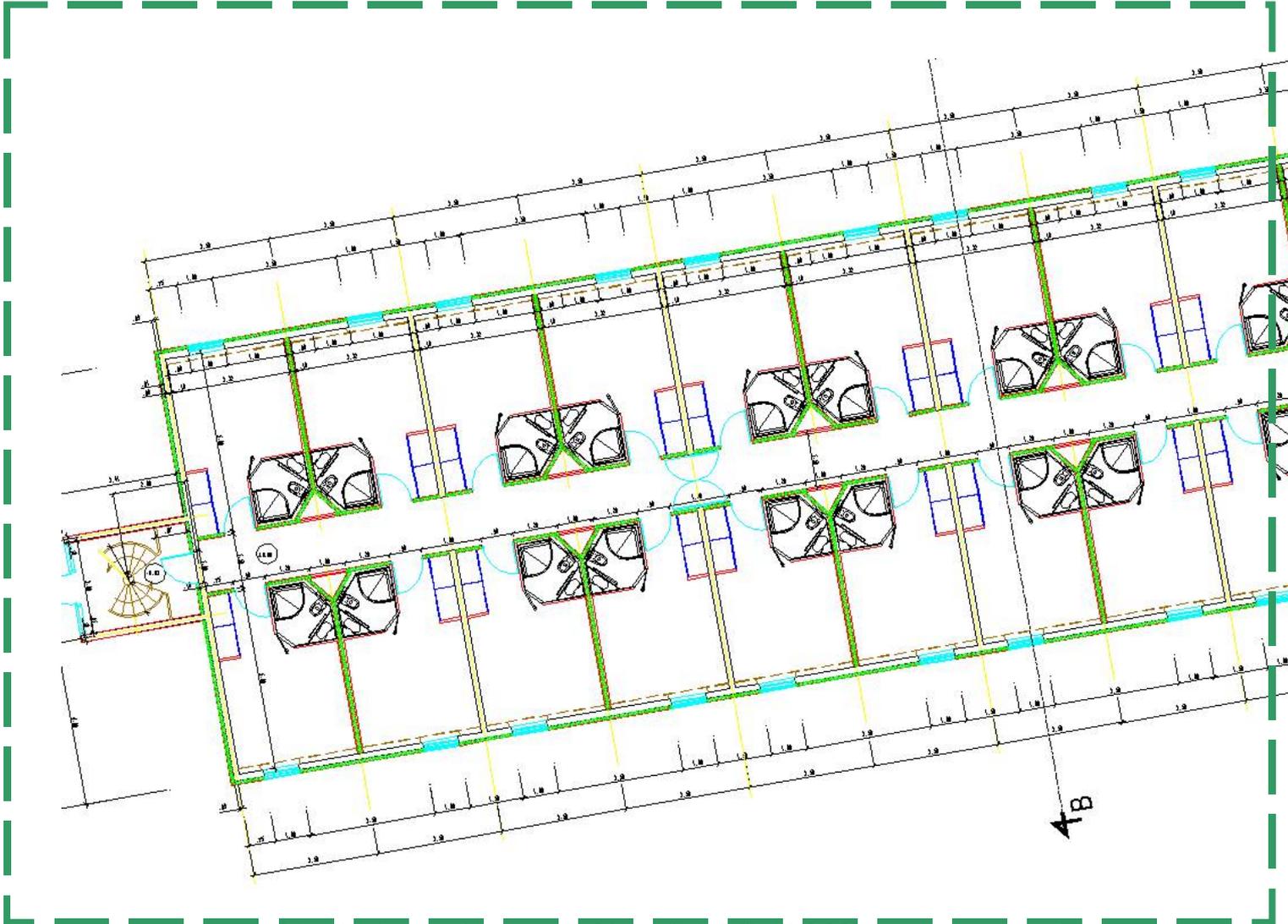


fig. n°5.6 a et b

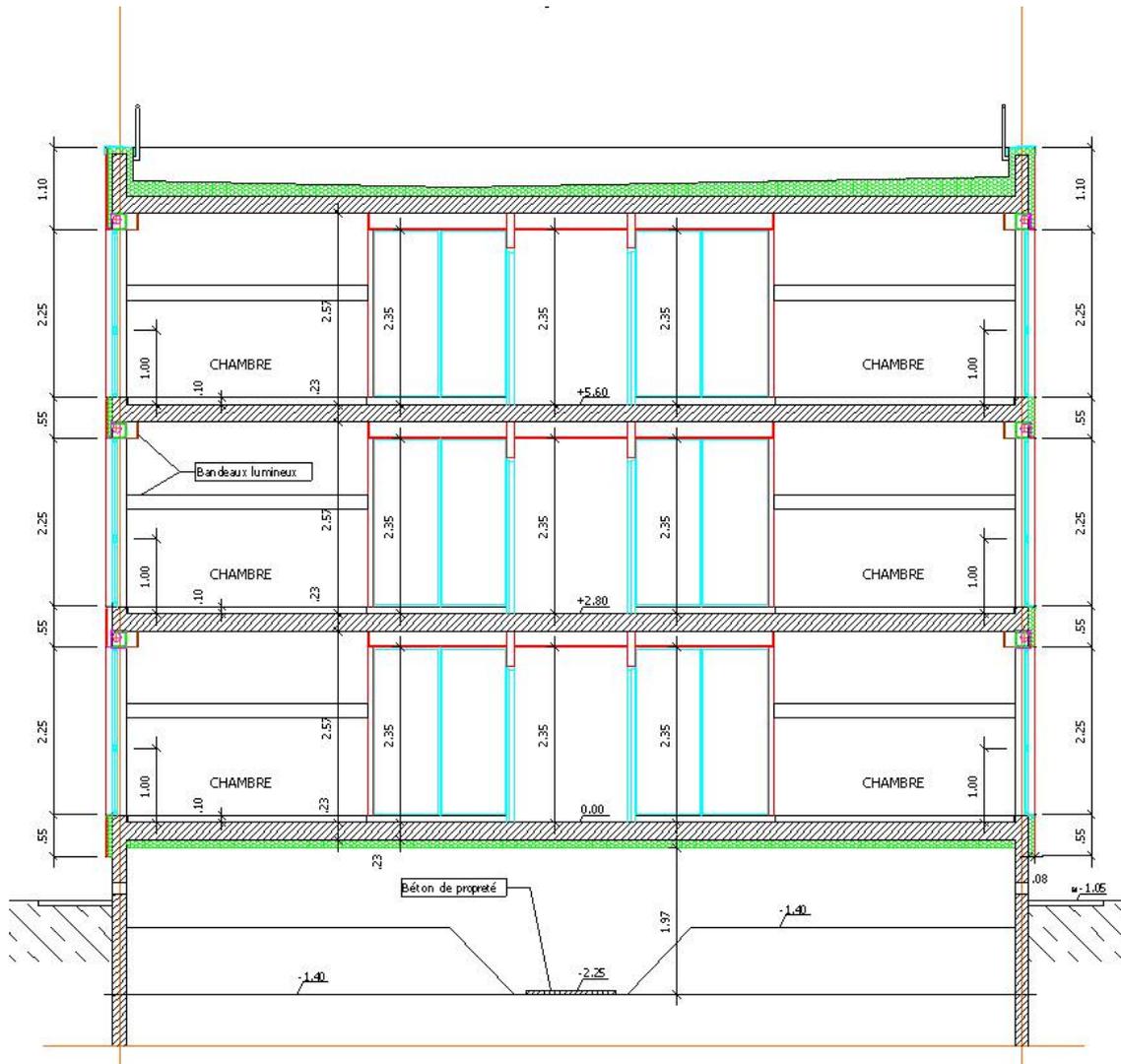


fig. n°5.7

Le bâtiment ci-dessus est un bâtiment de logement de 120 chambres, dont une seule aile est représentée. C'est un R+2 en béton armé, dont le sous-sol doit demeurer accessible.

Les données sont les suivantes :

- Epaisseur des voiles de façade : 20 cm
- Les façades (hors pignons) comportent 20% de fenêtres
- Les façades comportent une étanchéité extérieure de poids 25 daN/m<sup>2</sup>
- Les voiles de refend (intérieur) sont épais de 18 cm
- Les acrotères sont hauts de 60 cm, et sont recouverts par l'étanchéité de façade dans leur partie extérieure, par l'étanchéité de toiture dans leur partie intérieure, et comportent une bavette d'acier dont le poids sera négligé dans le calcul
- La hauteur sous plafond est de 2,58 m par niveau
- L'épaisseur des planchers est de 22 cm, excepté la dalle de toiture, qui est épaisse de 20 cm mais qui comporte une forme de pente de 1,5%
- L'entraxe des voiles de refend est de 7 m
- La largeur totale du bâtiment est de 12 m
- Le couloir est large de 1,50 m
- Les voiles porteurs de l'escalier d'extrémité sont longs de 5 mètres.
- Le plateau de l'escalier est large de 87 cm
- La charge de neige est estimée à 45 daN/m<sup>2</sup>, la charge de vent sera négligée dans la descente de charge

- La hauteur des voiles en sous-sol, longrines comprises, est de 3,10 m
- Les poteaux en sous-sol sont de section 60 par 18 cm
- L'arase supérieure des fondations (bas des voiles du sous-sol) est à la cote NGF 76,70
- Le tau de travail du sol préconisé par le géotechnicien est de 2 bars à NGF 76,00

La coupe schématique des éléments porteurs des dalles, immédiatement au dessus des planchers des niveaux 0, 1, et 2 est la suivante :

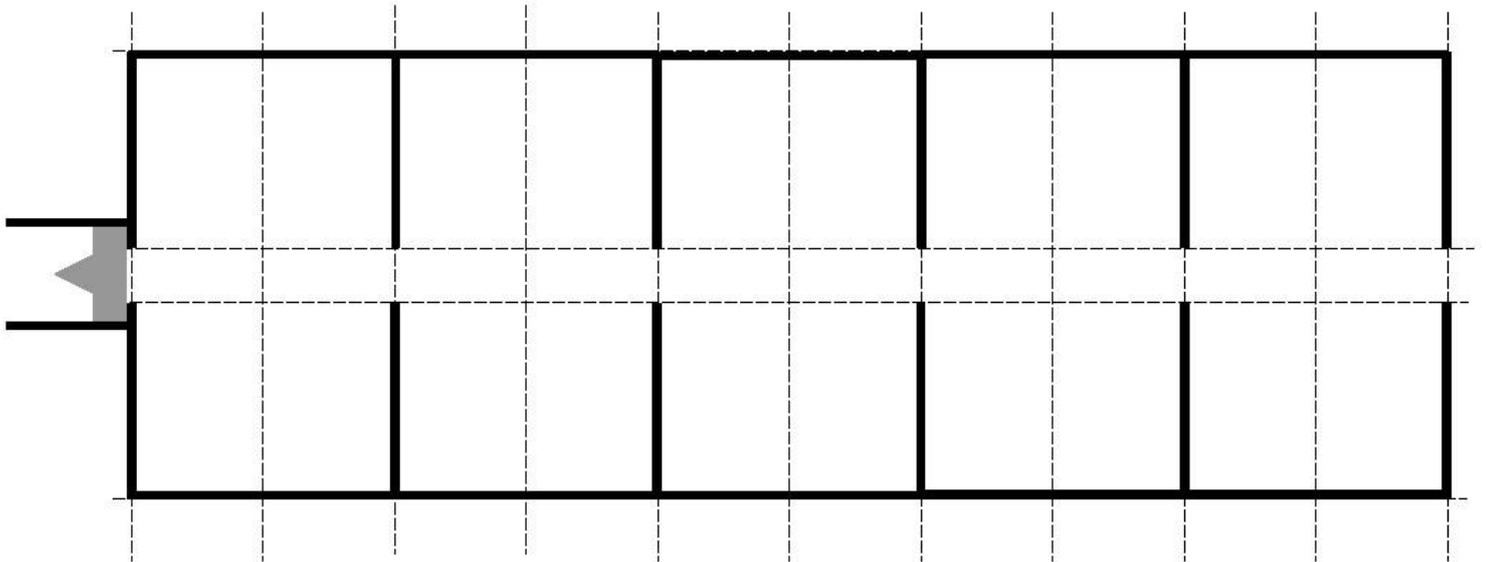


fig. n°5.8

La coupe schématique des éléments porteurs qui reportent les charges sur les fondations, ainsi que le parti de fondation préconisé du fait de l'accessibilité totale du sous-sol, est la suivante (cette coupe est réalisée juste en dessous du plancher bas du niveau 0, soit dans le volume du sous-sol) :

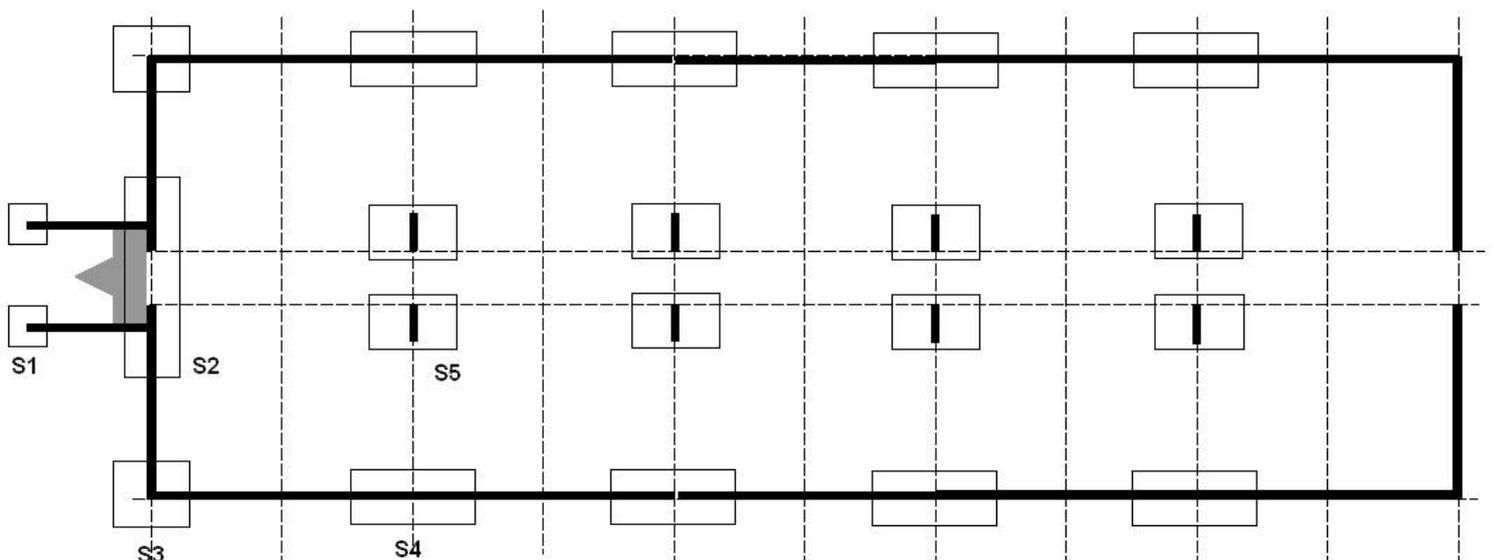


fig. n°5.9

## Etapes de la descente de charges

La descente de charges va s'effectuer en 4 étapes :

- 1) Analyse globale et détermination des majorations éventuelles et des dégressions de charges
- 2) Schémas de répartition des charges pour chacun des niveaux
- 3) Schémas des lignes de rupture des dalles de chacun des niveaux
- 4) Calcul de la descente de charges sur la fondation

Ensuite, vient le dimensionnement de la fondation.

### ETAPE 1 : ANALYSE GLOBALE

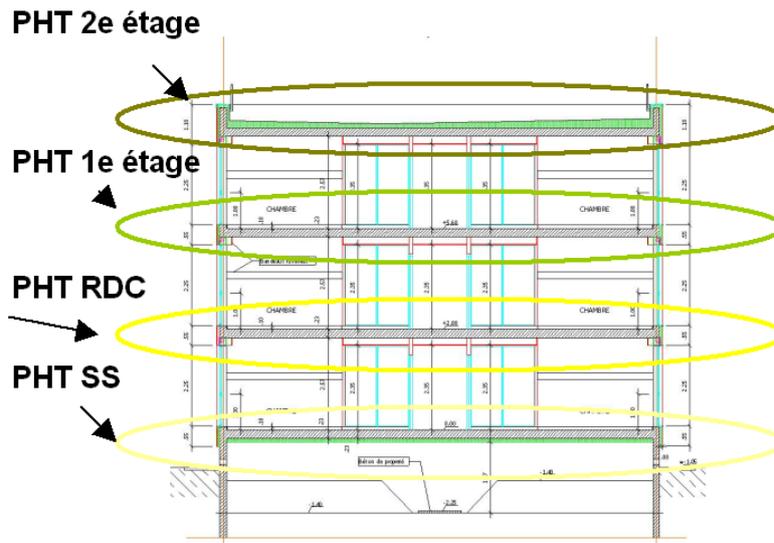


fig. n°5.10

Le bâtiment comporte 3 niveaux et un sous sol, son nombre total de niveaux est inférieur à 6, on ne pourra pas considérer de dégression des charges d'exploitation.

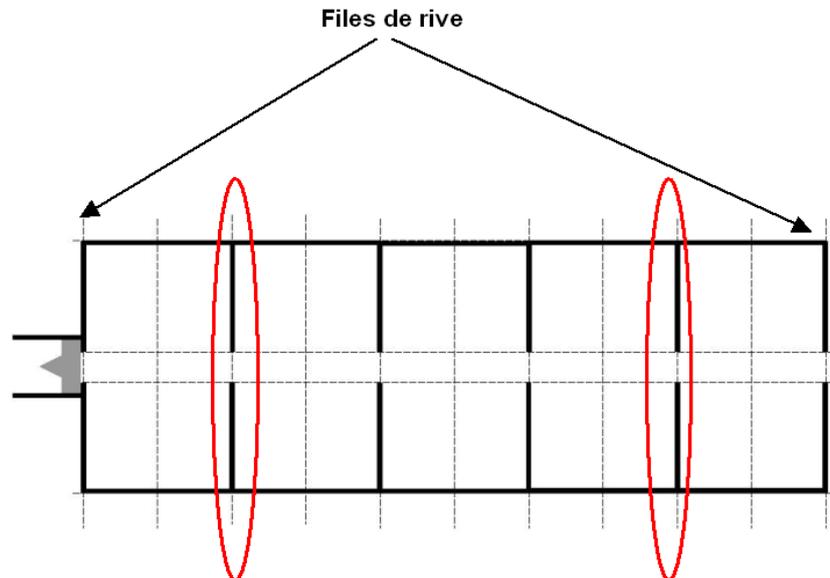


fig. n°5.11

Sur la fig. 5.11, on peut identifier deux files d'éléments porteurs dont l'ensemble des charges devront être majorées de 10%.

**ETAPE 2 : SCHEMAS DE REPARTITION DES CHARGES POUR CHACUN DES NIVEAUX**
**Charges horizontales et linéaires apportées sur le 2<sup>e</sup> niveau par le plancher haut du 2<sup>e</sup> niveau**
*En toiture, sur dalle et pourtour :*

La charge répartie est constituée, sur toute la surface, de la dalle béton, de sa pente, de l'étanchéité, de l'isolation, de la charge d'exploitation, de la neige, du vent.

Charges permanentes réparties : Béton, pente, étanchéité, isolation

Charges variables réparties : exploitation, neige (vent négligé).

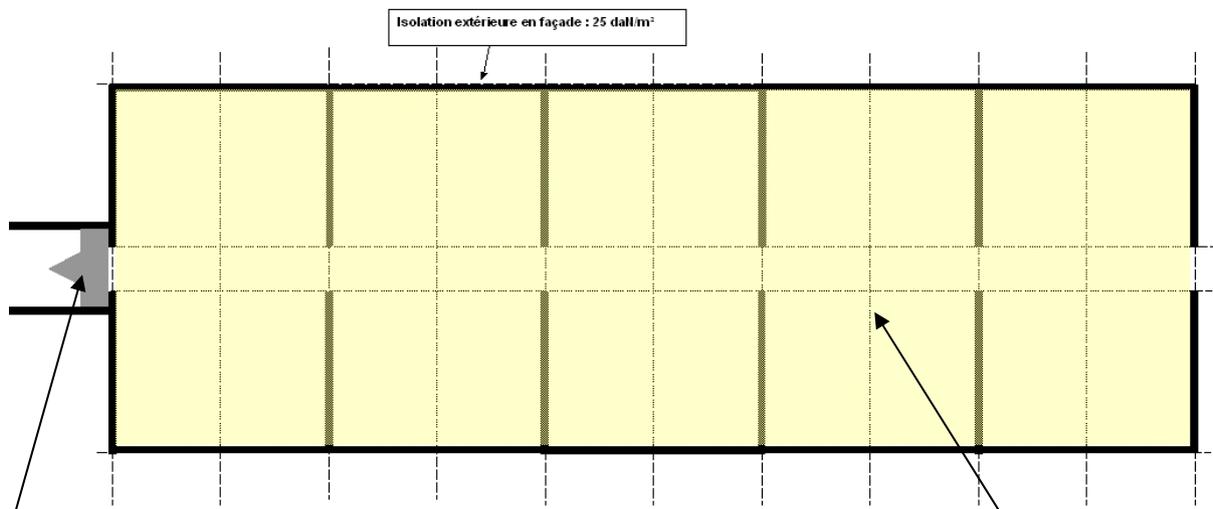
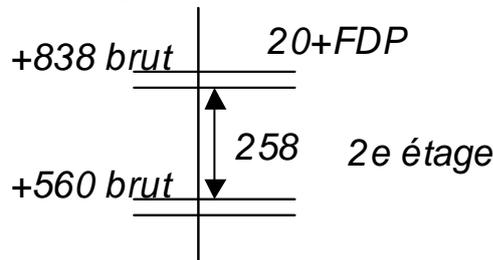
Charges permanentes filantes : le linéaire d'acrotère et son étanchéité / isolation

Charges variables filantes : la neige (car personne n'ira jouer les funambules sur le rebord de l'acrotère)

*En toiture, sur escalier*

Charge permanente : dalle de béton sans étanchéité / isolation

Charge d'exploitation à usage d'escalier, supérieure à celle à usage de terrasse d'entretien.


**Constitution de la charge avant escalier**

Dalle béton :	2500 daN/m <sup>3</sup> * 0,20 m	500 daN/m <sup>2</sup>
Forme de pente béton :		0 daN/m <sup>2</sup>
Etanchéité :		0 daN/m <sup>2</sup>
Isolation :		0 daN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation :		250 daN/m <sup>2</sup>
Charge de neige :		45 daN/m <sup>2</sup>
Charge de vent :		négligé

**Résumé : 500(G)+250(Q) +45(S<sub>n</sub>)**
**Constitution de la charge**

Dalle béton :	2500 daN/m <sup>3</sup> * 0,20 m	500 daN/m <sup>2</sup>
Forme de pente béton :		160 daN/m <sup>2</sup>
Etanchéité :		15 daN/m <sup>2</sup>
Isolation :		10 daN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation :		150 daN/m <sup>2</sup>
Charge de neige :		45 daN/m <sup>2</sup>
Charge de vent :		négligé

**Résumé : 685(G)+150(Q)+45(S<sub>n</sub>)**

fig. n°5.12



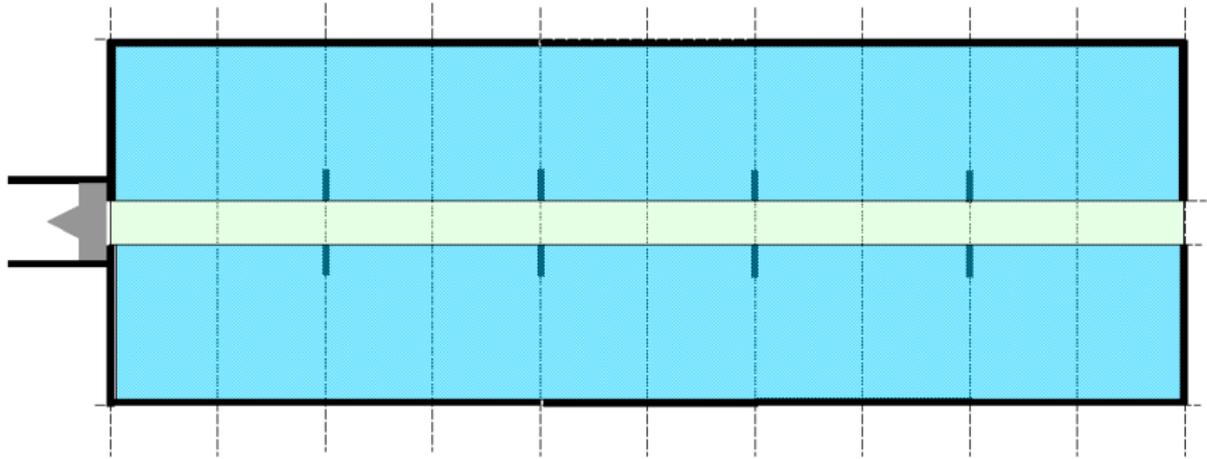


fig. n°5.14

Les murs enterrés du sous sol ne sont pas revêtus du même complexe d'étanchéité (25 daN/m<sup>2</sup>) et le revêtement qu'ils supportent a un poids qui sera négligé.

### ETAPE 3 : SCHEMA DES LIGNES DE RUPTURE DE DALLES POUR CHAQUE NIVEAU

Du fait de ses dimensions, la dalle de 12 m sur 7 m porte sur 4 côtés.

#### Lignes de rupture pour PHT2, PHT1, PHTRDC

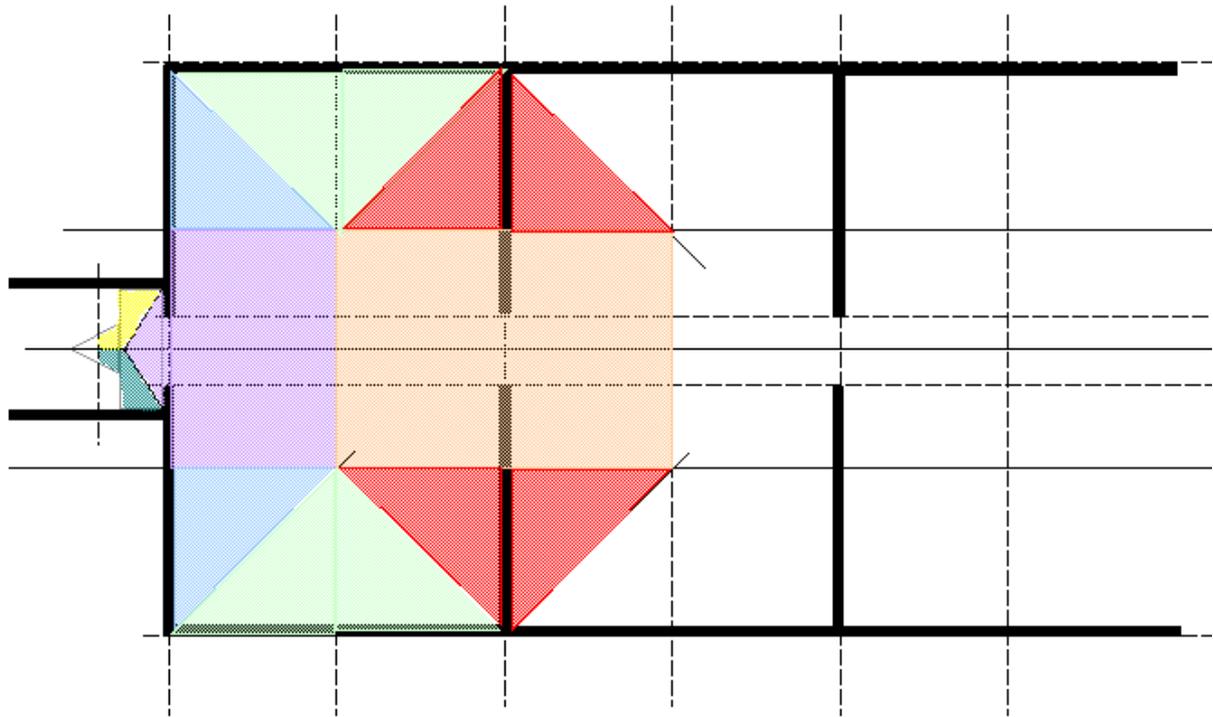


fig. n°5.15

La figure 5.15 représente les lignes de ruptures pour le PHT2, le PHT1, le PHT0. Ces lignes sont les mêmes car les éléments porteurs (voiles de façade et de refend) sont les mêmes pour les niveaux 2, 1 et RDC.

**Attention :** à certains endroits, en fonction des zones d'influence des fondations ces schémas initiaux peuvent être modifiés à l'issue de l'étape suivante.

### Lignes de rupture pour PHTSS

La fig. 5.16 introduit la notion de zone d'influence des fondations. Un trait parallèle au voile de façade délimite un triangle violet. Ce trait est à l'équidistance du voile de façade et de l'extrémité du poteau situé dans la zone bleutée. Il correspond au lieu de rupture probable de la poutre qui supporte le plancher haut du sous sol ainsi que le voile de refend qui n'est pas prolongé au sous sol.

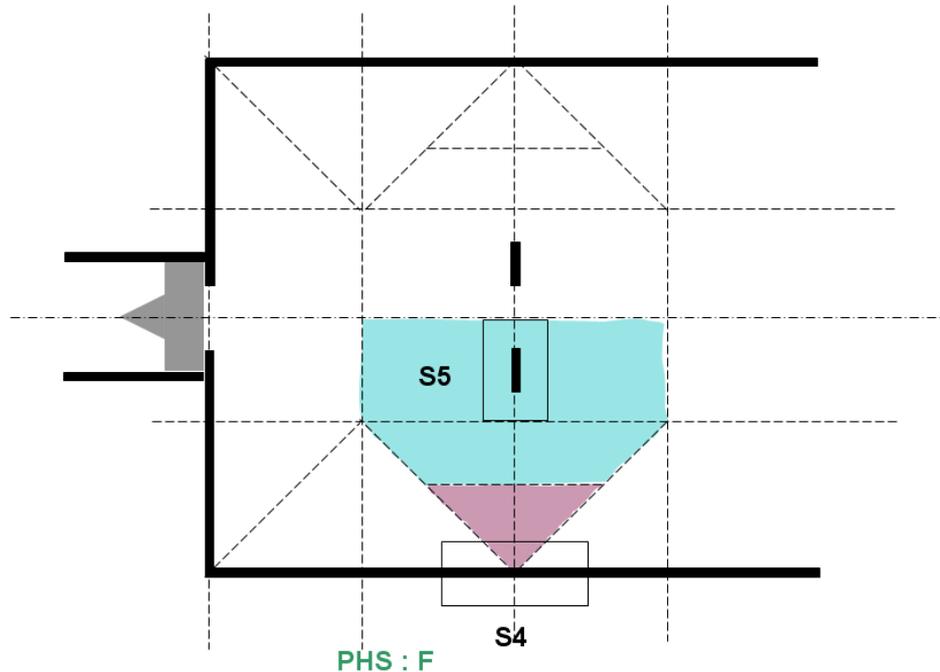


fig. n°5.16 – Part de reprise des semelles S4 et S5

C'est en analysant ce niveau qu'on comprend que la zone d'influence de la semelle S4 comprendra certes bel et bien l'intégralité des deux triangles blancs de part et d'autre de la zone violacée, mais que cette zone perd de son influence par rapport au poteau qui absorbe la partie représentée par le trapèze bleuté dans la zone d'influence de la semelle S5.

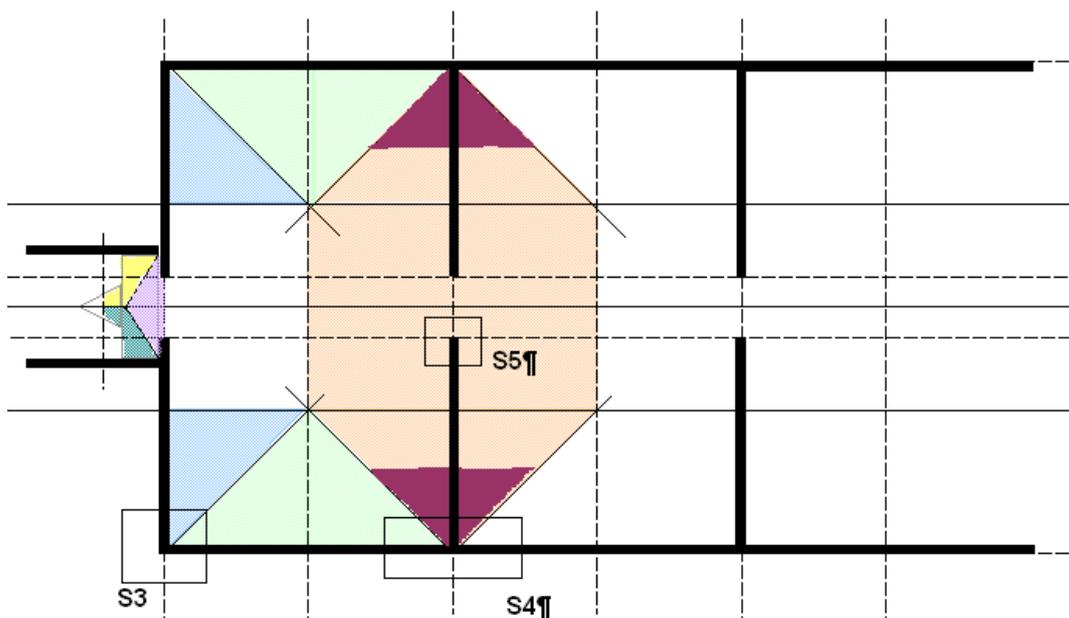


fig. n°5.17 – Schéma pour le plancher haut du sous-sol

Finalement, la répartition des charges à considérer pour le PHTSS est celle représentée sur la figure 5.17.

### ETAPE 4 : CALCUL DE LA DESCENTE DE CHARGES SUR LA FONDATION S4

Une fois l'analyse horizontale des charges faite, on réalise une observation dans le plan vertical. Dans ce plan, on relie aussi les lignes de rupture, ce qui délimite au RDC et au sous-sol les portions de voile effectivement reprises par la fondation S4 (trait rouge oblique double pointillé sur la fig. 5.18). La descente de charges s'effectue du point le plus haut vers l'arase supérieure du plancher de l'étage inférieur. Concernant le dernier niveau, on inclut les acrotères dans le calcul par souci de simplification. On aura donc 3 calculs de niveaux à faire : N2, N1, NRDC, et NSS.

Ce dernier calcul (NSS) mènera à l'arase supérieure des fondations, en pied de voile porteur. A ce stade, on aura déterminé pour chaque fondation le total des charges permanentes et le total des charges variables qu'elle devra reprendre.

Ainsi, connaissant G et Q, la combinaison ELS menant à la sollicitation en pied de voile F est donnée par la relation :  $F=G+Q$

Connaissant le taux de travail admissible du sol à un niveau donné, on aura alors à le déterminer au niveau du pied des voiles pour pouvoir déterminer la surface nécessaire qui transmet au sol une pression inférieure à ce qu'il peut tolérer.

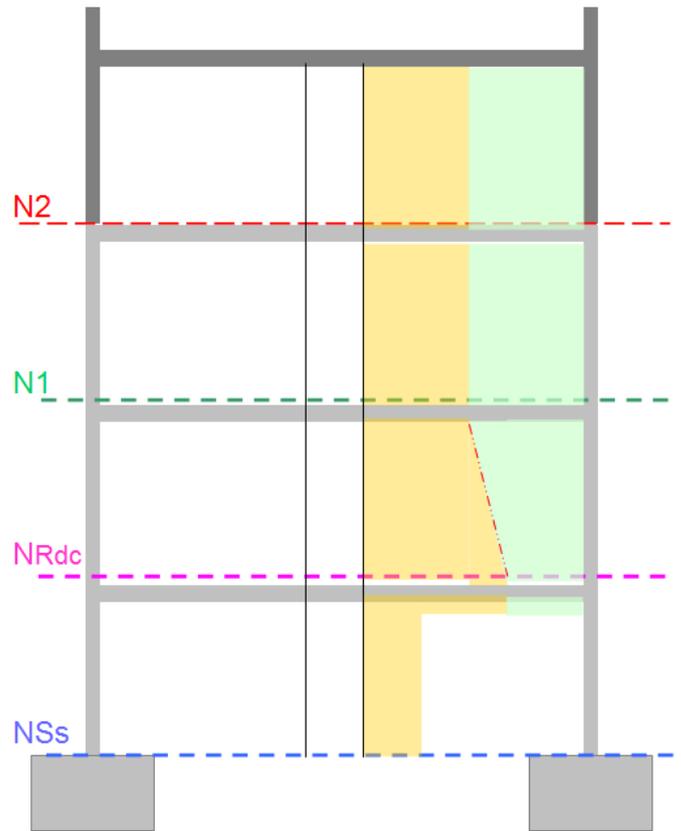


fig. n°5.18

#### Calcul de la contribution de N2 sur S4

La zone d'influence de la semelle S4 intercepte 7 m de voile périphérique (3,50 m à gauche et 3,50 m à droite) et donc 7 m d'acrotère en toiture. Le voile intérieur est à prendre en compte dans le cadre des lignes d'influence de la semelle S4.

Pour les charges permanentes G :

- Acrotère :  $7,00 \times 0,60 \times 0,20 \times 2500 \text{ daN/m}^3 = 2100 \text{ daN}$
- Etanchéité sur acrotère :  $7,00 \times (0,60 + 0,20) \times 2 \times 25 \text{ daN/m}^2 = 280 \text{ daN}$
- Dalle :  $[3,5^2 - (3,4 + 3,5) \times 0,1] \times 700 \text{ daN/m}^2 + [3,5^2 - 0,1^2] \times 700 \text{ daN/m}^2 = 16660 \text{ daN}$
- Voile de façade (20% vide):  $80\% \times 0,20 \times 7 \times 2,58 \times 2500 = 7224 \text{ daN}$
- Petit bout de dalle :  $7 \times 0,2 \times 0,2 \times 2500 = 700 \text{ daN}$
- Etanchéité façade :  $80\% \times 7 \times 2,58 \times 25 \text{ daN/m}^2 = 361 \text{ daN}$
- Voile intérieur :  $3,40 \times 0,18 \times 2,58 \times 2500 \text{ daN/m}^3 = 3947 \text{ daN}$

Pour les charges variables Q :

- Exploitation sur acrotère : nul
- Neige sur acrotère :  $7 \times 0,2 \times 45 \text{ daN/m}^2 = 63 \text{ daN}$
- Exploitation sur dalle:  $[3,5^2 - (3,4 + 3,5) \times 0,1] \times 150 \text{ daN/m}^2 + [3,5^2 - 0,1^2] \times 150 \text{ daN/m}^2 = 3570 \text{ daN}$  (c'est ou neige ou exploitation : pas les 2, on choisit la plus forte)

En résumé :  $[27325 \times 1,1 + 3947] (G) + [3633 \times 1,1] (Q+S_n)$  pour la contribution de N2 sur S4.

### Calcul de la contribution de N1 sur S4

Pour les charges permanentes G :

- Dalle :  $[3,5^2 - (3,4 + 3,5) \times 0,1] \times 550 \text{ daN/m}^2 + [3,5^2 - 0,1^2 - 3,40 \times 0,18] \times 550 \text{ daN/m}^2 = 12749 \text{ daN}$
- Voile de façade (20% vide):  $80\% \times 0,20 \times 7 \times 2,58 \times 2500 = 7224 \text{ daN}$
- Bout de dalle :  $0,2 \times 0,22 \times 7 \times 2500 = 770 \text{ daN}$
- Etanchéité façade :  $80\% \times 7 \times 2,80 \times 25 \text{ daN/m}^2 = 392 \text{ daN}$
- Voile intérieur :  $3,40 \times 0,18 \times 2,58 \times 2500 \text{ daN/m}^3 = 3947 \text{ daN}$

Pour les charges variables Q :

- Exploitation sur dalle:  $[3,5^2 - (3,4 + 3,5) \times 0,1] \times 250 \text{ daN/m}^2 + [3,5^2 - 0,1^2 - 3,40 \times 0,18] \times 250 \text{ daN/m}^2 = 5795 \text{ daN}$

En résumé :  $(12749 + 770 + 7224 + 392) \times \mathbf{1,1} + 3947 \text{ (G)} + 5795 \times \mathbf{1,1} \text{ (Q)}$  pour la contribution de N1 sur S4.

### Calcul de la contribution de NRDC sur S4

Pour les charges permanentes G :

- Dalle et petit bout de dalle : idem ci-dessus
- Voile de façade (20% vide): idem ci-dessus
- Etanchéité façade : idem ci-dessus
- Voile intérieur :  $(1,4 + 3,4) / 2 \times 0,18 \times 2,58 \times 2500 \text{ daN/m}^3 = 2786 \text{ daN}$

Pour les charges variables Q :

- Exploitation sur dalle: idem ci-dessus

En résumé :  $(12749 + 770 + 7224 + 392) \times \mathbf{1,1} + 2786 \text{ (G)} + 5795 \times \mathbf{1,1} \text{ (Q)}$  pour la contribution de NRDC sur S4.

### Calcul de la contribution de NSS sur S4

Pour les charges permanentes G :

- Bout de dalle:  $7 \times 0,22 \times 0,2 \times 2500 \text{ daN/m}^3 = 770 \text{ daN}$
- Dalle :  $[3,5^2 - (3,4 + 3,5) \times 0,1] \times 550 \text{ daN/m}^2 + [1,50^2 - 0,1^2] \times 550 \text{ daN/m}^2 = 7590 \text{ daN}$
- Voile sous-sol:  $0,20 \times 7 \times 3,10 \times 2500 = 10850 \text{ daN}$
- Retombée poutre :  $1,4 \times 0,15 \times 0,18 \times 2500 \text{ daN/m}^3 = 95 \text{ daN}$

Pour les charges variables Q :

- Exploitation sur dalle:  $[3,5^2 - (3,4 + 3,5) \times 0,1] \times 250 \text{ daN/m}^2 + [1,50^2 - 0,1^2] \times 250 \text{ daN/m}^2 = 3450 \text{ daN}$

En résumé :  $19305 \times 1,1 \text{ (G)} + 3450 \times 1,1 \text{ (Q)}$  pour la contribution de NSS sur S4.

### Descente de charges sur la fondation S4

Tombent sur S4 : F = (G) + (Q) à l'ELS (les « **x 1,1** » en gras dans les calculs ci-dessus intègrent les majorations de charges reportées sur file proche d'appuis de rive).

Nous avons donc

$$\mathbf{F} = (34004 + 27196 + 26034 + 21236) + (3996 + 6375 + 6375 + 3795) \\ = \mathbf{129011 \text{ daN}}$$

## Dimensionnement du coffrage de la fondation S4

### EVALUATION DU TAU DE TRAVAIL MAXIMAL EN PIED DE VOILE

En pied de voile (sous-sol) l'altitude NGF est 76,70. Nous connaissons le tau de travail du sol à 76.00 NGF : il s'agit de 2 bars, soit 20 000 daN/m<sup>2</sup>.

Si l'on part dans l'hypothèse où l'on fait des fondations d'épaisseur 70 cm, l'arase supérieure des fondations tombe à 76,70 NGF soit exactement en pied de voiles.

Cela nous permet de déterminer, dans ce cas extrême, la pression maximale applicable en pied de voile : en effet, 70 cm de béton armé exercent une pression de 2500 daN/m<sup>3</sup> x 0,70 m soit 1750 daN/m<sup>2</sup>. Ainsi, une semelle d'épaisseur 70 cm (qui sera donc l'épaisseur maximale autorisée dans notre cas), grignote 1750 daN/m<sup>2</sup>, ce qui autorise à 76,70 NGF une pression de 20000-1750=18250 daN/m<sup>2</sup>.

### COFFRAGE DE LA FONDATION S4

La surface minimale nécessaire en pied de voile pour respecter la pression maximale sur le sol est donc de 129011 daN / 18250 (daN/m<sup>2</sup>) = 7,06 m<sup>2</sup>.

Nous choisirons alors pour dimensions en plan de la semelle S4 par exemple 3,60 m x 2,00m ce qui donne une surface de 7,2 m<sup>2</sup> > 7,06 m<sup>2</sup>.

Pour ce qui est des dimensions en coupe, il faut considérer la condition de rigidité, qui dans notre cas s'écrit  $h \geq \frac{2,00 - 0,20}{4} + 5cm$  soit 50 cm. Par sécurité, ne connaissant pas l'agressivité du sol,

on choisira 5 cm de plus afin de pouvoir garantir un enrobage suffisant des aciers.

En réalisant une fondation de 55 cm de hauteur, longue de 3,60 m et large de 2,00 que nous disposons en longueur sous le voile de façade (car cela permet de mieux reprendre les longrines sur les fondations), et en interposant du gros béton entre les niveaux 76.00 NGF et 76.55 NGF, nous garantissons que la pression exercée par la fondation sur le sol à la côte NGF 76.00 est bien inférieure au taux de travail préconisé par le géotechnicien.

### FERRAILLAGE DE LA FONDATION S4

On considère un béton C30/37 et des aciers HA de 500 MPa. On suppose comme disposition constructive que le voile de façade se comporte en poteau sur une section de 40 cm par 20 cm. L'effort ultime amené sur la fondation est :

$$\begin{aligned} N_u &= 1,35 \times (108470) + 1,5 \times (20541) \\ &= 146435 + 30812 = 177247 \end{aligned}$$

#### *Aciers principaux*

Les aciers principaux auront pour section (notation DTU :  $N_u = N_{Ed}$ ,  $f_{c28} = f_{ck}$ ,  $f_e = f_{yd}$ ) :

$$A_{s(a)} = \frac{N_u (A - a')}{8d \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_s}} \text{ avec } \gamma_s \text{ égal à } 1,15 \text{ et } d=0,9h \text{ en première approximation.}$$

$$\text{Soit } A_{s(a)} = \frac{177247 \times 10 \times (3,60 - 0,4)}{8 \times 0,495 \cdot \frac{500e6}{1,15}} = 32,94 \text{ cm}^2 ;$$

Si on prend 8 barres HA25 totalisant 39,27 cm<sup>2</sup>, tenant compte d'un enrobage de 5 cm, on répartira ces barres sur 2,00 - 2 x 0,05 soit 1,90 avec 7 intervalles de 27 cm, ce qui convient.

### Aciers secondaires

Les aciers secondaires auront pour section :

$$A_{s(b)} = \frac{177247 \times 10 \times (2,0 - 0,2)}{8 \times 0,495 \cdot \frac{500e6}{1,15}} = 18,53 \text{ cm}^2 ; \text{ à répartir sur } 3,50 \text{ m avec un intervalle maximal de}$$

30 cm cela signifie une série de 12 barres ; on choisira 8 HA14 et 4 HA16 totalisant une surface de 20,36 cm<sup>2</sup>.

### Vérification du poinçonnement

Il faut vérifier  $N_p \leq 0.045(a'+b'+2h)2h \cdot f_{ck}$  avec  $N_p = N_u \left[ 1 - \frac{(a'+h)(b'+h)}{AB} \right]$  ;

Donc  $N_p = 0,9079 \times 177247 = 160922 \text{ daN}$ , bien inférieur à 2160000 (ici,  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ).

La condition de non poinçonnement est vérifiée, la semelle est bien dimensionnée.

### CALCUL RAPIDE DE LA SEMELLE S4' VOISINE DE S4 A DROITE

Il suffit pour calculer la surface de cette semelle de constater qu'elle n'est pas soumise à la majoration de charges de 10%. On reprend donc le calcul précédent sans les coefficients « x 1,1 » en gras. Le calcul peut alors continuer avec la condition de rigidité, le calcul des aciers et la vérification du non poinçonnement.

## CAS CONCRET N°2 : IMMEUBLE DE GRANDE HAUTEUR

La tour Montparnasse est un gratte-ciel datant de 1973 et construit autour d'un noyau central en béton armé. Il faut noter que la ligne 6 du métro traverse cette infrastructure, avec une obliquité de 12°, et en est totalement désolidarisée (voir fig. 5.19, 5.20b et 5.20c). Le contreventement longitudinal a donc été traité en portique enjambant le métro. En raison du peu de hauteur disponible pour loger ce portique, la voûte du métro a été décapitée et remplacée par une dalle en béton armé. Le bâtiment est fondé dans la craie de Meudon, à la cote -20,00 NGF, sur des barrettes. Le relevé pressiométrique donne pour valeurs de  $P_l^*$ , respectivement aux niveaux NGF -15,00m, -16,00m, -17,00m, -18,00m, -19,00m, et -20,00m : 3,40 MPa, 3,48 MPa, 3,50 MPa, 3,60 MPa, 3,77 MPa, et 3,90 MPa. Entre le niveau +32,50 NGF et le rez-de-chaussée à +52,65 NGF se situent les 7 niveaux de l'infrastructure. La stabilité à l'égard des efforts verticaux et horizontaux y est assurée par des murs en béton armé qui s'inscrivent dans un rectangle de 61,80m par 39m (voir fig. 5.24).

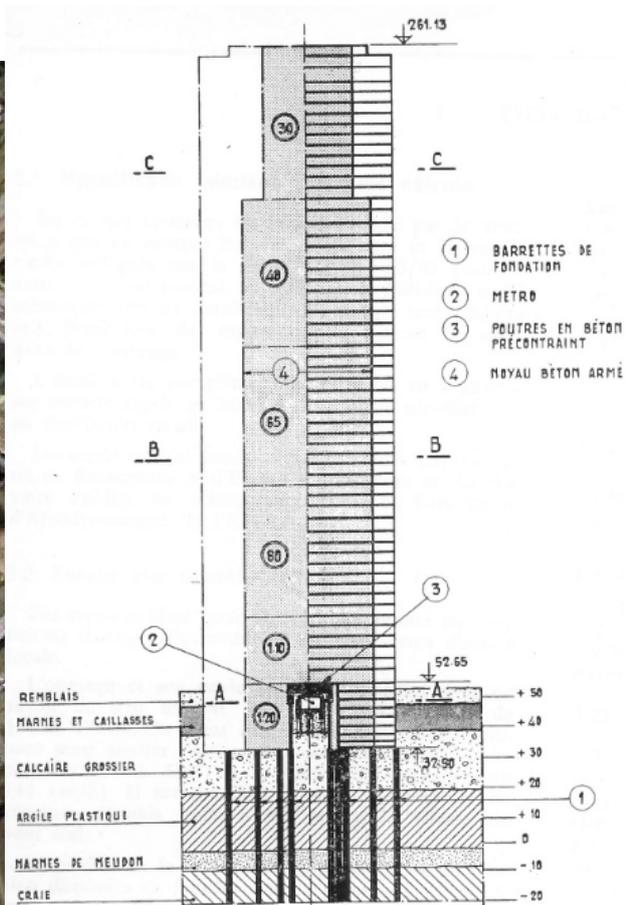


Fig. 5.19 – Coupe sur la tour (le graphiste avait dessiné par erreur 8 niveaux en infrastructure, il n'y en a en fait que 7)

La superstructure comporte 59 niveaux jusqu'à la corniche, comportant une hélistation, et située à 261,13 NGF. Sur les fig. 5.20a et 5.20d, (1) désigne le voile curviligne, (2) les voiles de refends, et (3) les poteaux de façade. Du point de vue structural on distingue :

- les façades en charpente métallique supportant les vitrages, qui transmettent des charges verticales (IPE 750-173+) mais qui n'ont aucune rigidité transversale – celle-ci étant assurée par la présence des IPN 380 visibles sur la figure 5.22 (droite) montrant la tour en construction ;

- et le noyau central en béton armé qui, outre des charges verticales, transmet à l'infrastructure les efforts horizontaux.

L'ossature des planchers est constituée par des poutrelles métalliques transversales (IPE 500 R) reliant les poteaux de façade au noyau central, sur lesquelles reposent les solives qui supportent un plancher collaborant.

Le noyau central est constitué par deux murs longitudinaux de 38,10 m de longueur, à tracé curviligne, parallèles aux façades, réunis par 7 refends d'épaisseur constante et de longueur variable (dépend de la forme du noyau, voir fig. 5.19 droite et 5.20a). Au-dessus du 43<sup>e</sup> étage, les murs longitudinaux n'ont plus que 22,00m de longueur et sont partiellement remplacés par huit poteaux métalliques IPE 750-173+ (voir fig. 5.20d).

Alors que les refends ont une épaisseur constante modérée (30cm), les murs longitudinaux curvilignes ont une épaisseur variable (voir fig. 5.19 droite). Par ailleurs ces murs sont percés de multiples ouvertures (voir fig. 5.23) : portes, conduits de climatisation, fluides divers, réservations pour les poutres du plancher métallique.

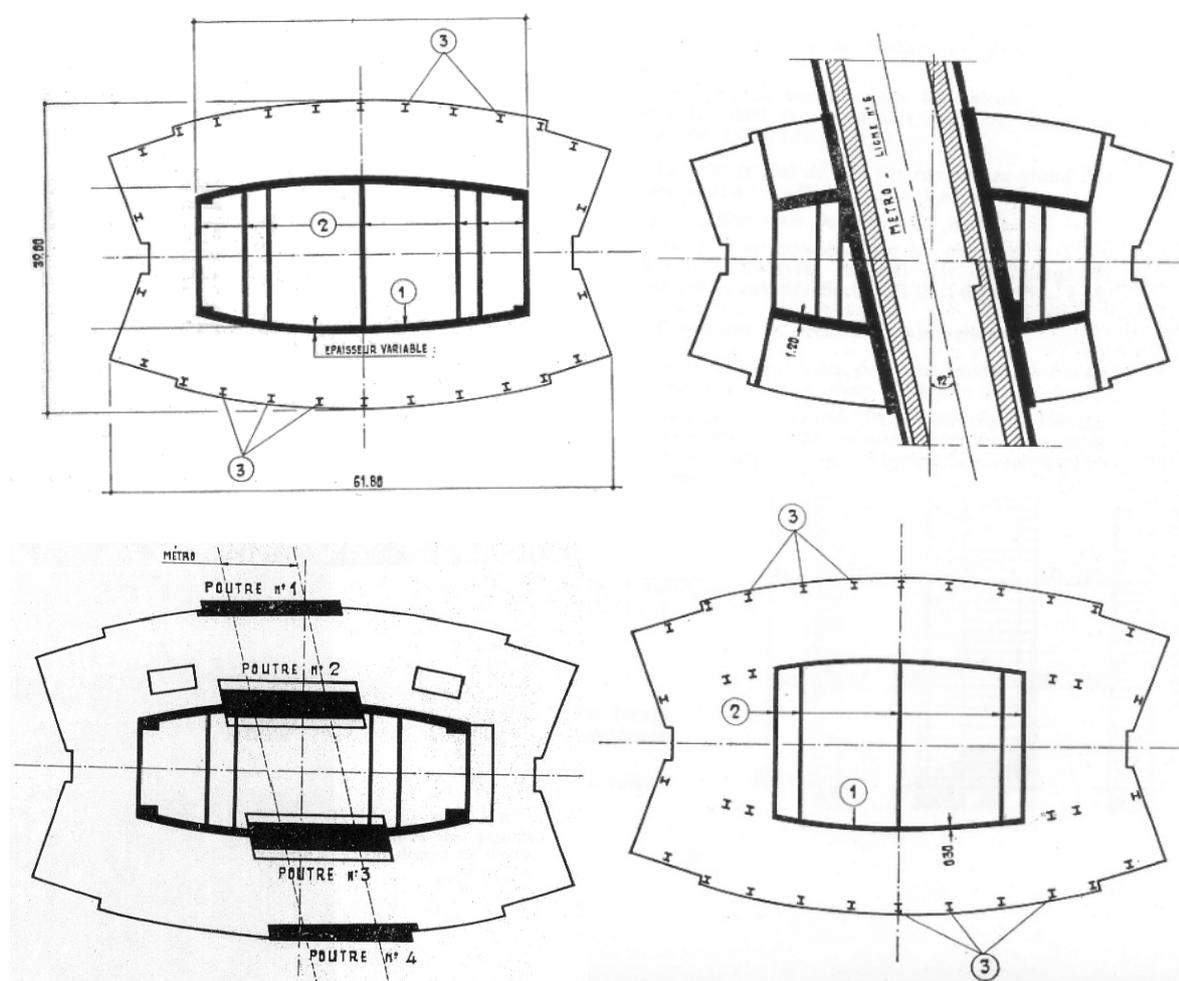


Fig. 5.20 – Dans le sens de la lecture : coupe sur étage courant (a), sur étage d'infrastructure (b), sur poutres précontraintes (c), et sur étage supérieur (d)

Bien que le bâtiment soit très sensible au vent, cet aspect ne sera pas abordé dans le présent cas pratique. A l'époque de la construction de la tour où l'informatique n'était pas encore démocratisée et la puissance de calcul des rares ordinateurs disponibles limitée, le comportement au vent de l'édifice a été testé en soufflerie sur une maquette au 1/400<sup>e</sup> en duralumin, contenant des capteurs de pression. Plusieurs essais ont été réalisés, et les résultats ont été extrapolés à partir de ceux que donnaient l'application des règles «neige et vent» en vigueur à l'époque, sur un bâtiment parallélépipédique de même maître-couple et de même hauteur que la tour. L'étude

visait notamment à calculer les déplacements maximaux en sommet de tour lors de jours de grand vent, vérifier leur compatibilité avec un usage confortable de l'édifice par ses occupants, ainsi que la capacité de la superstructure à transférer ces charges de vent vers l'infrastructure et le système de fondations.

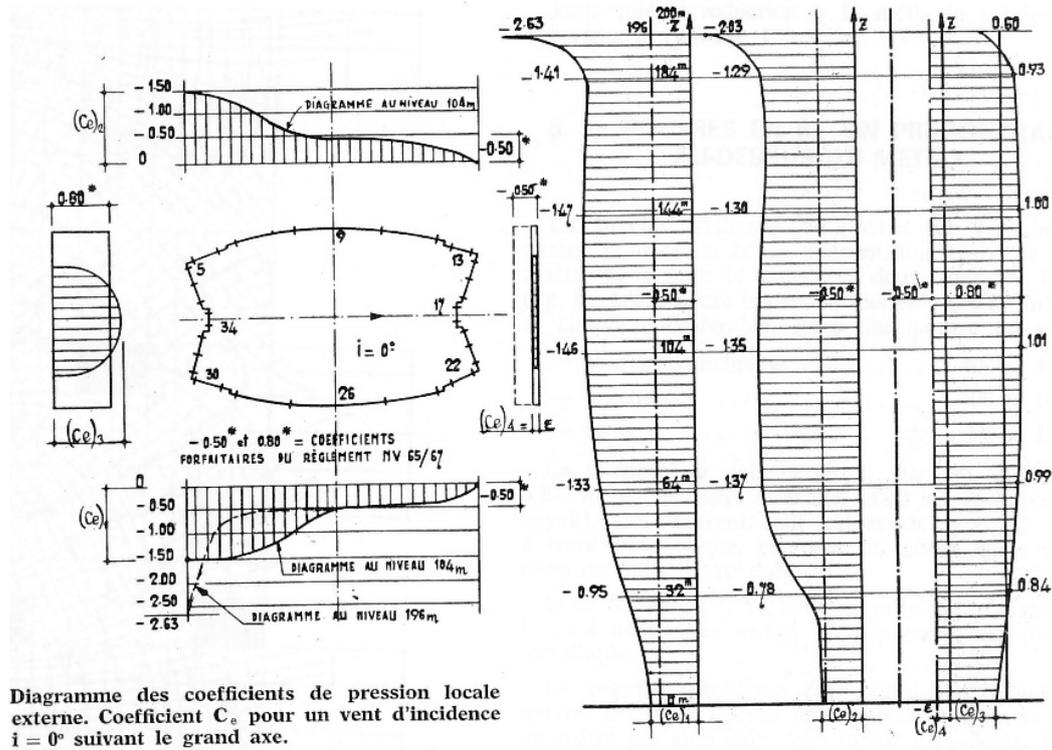


Fig. 5.21 – Exemple de résultat de test en soufflerie

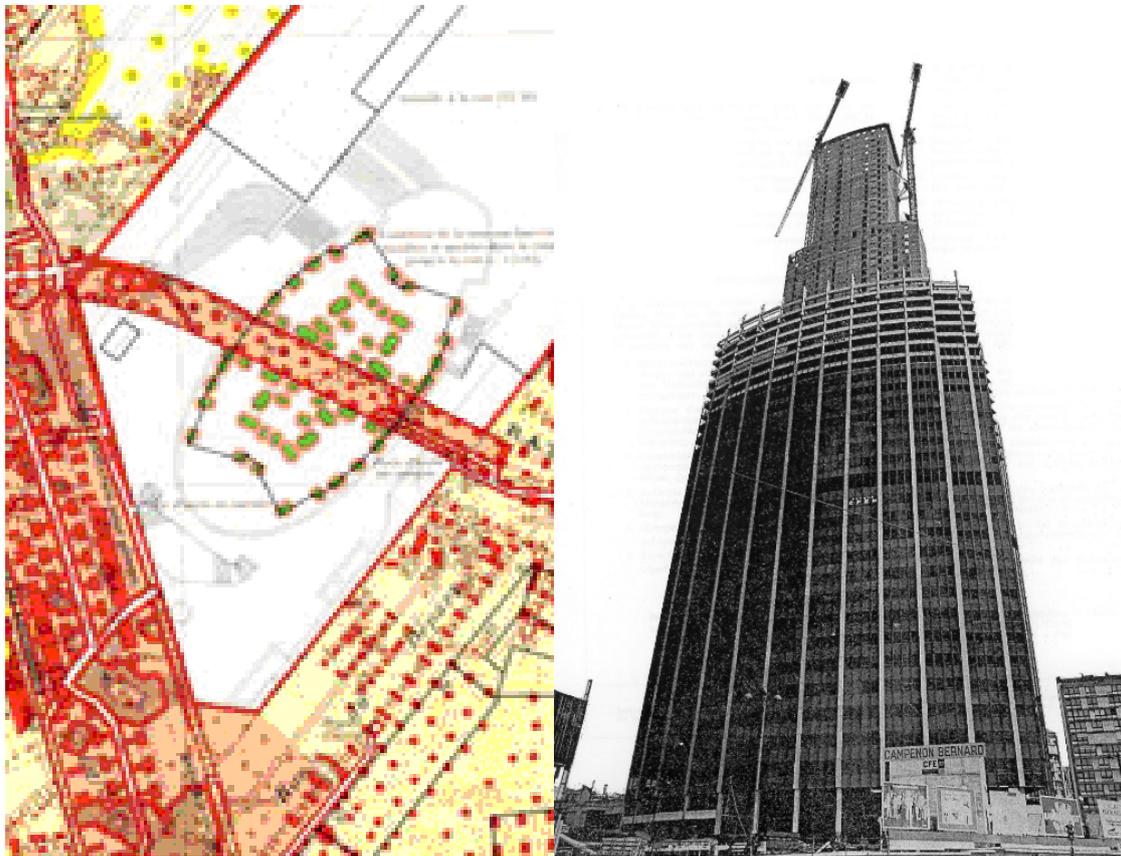


Fig. 5.22 – A gauche, les barrettes telles que réalisées (source : service des carrières de Paris), à droite, la tour en construction

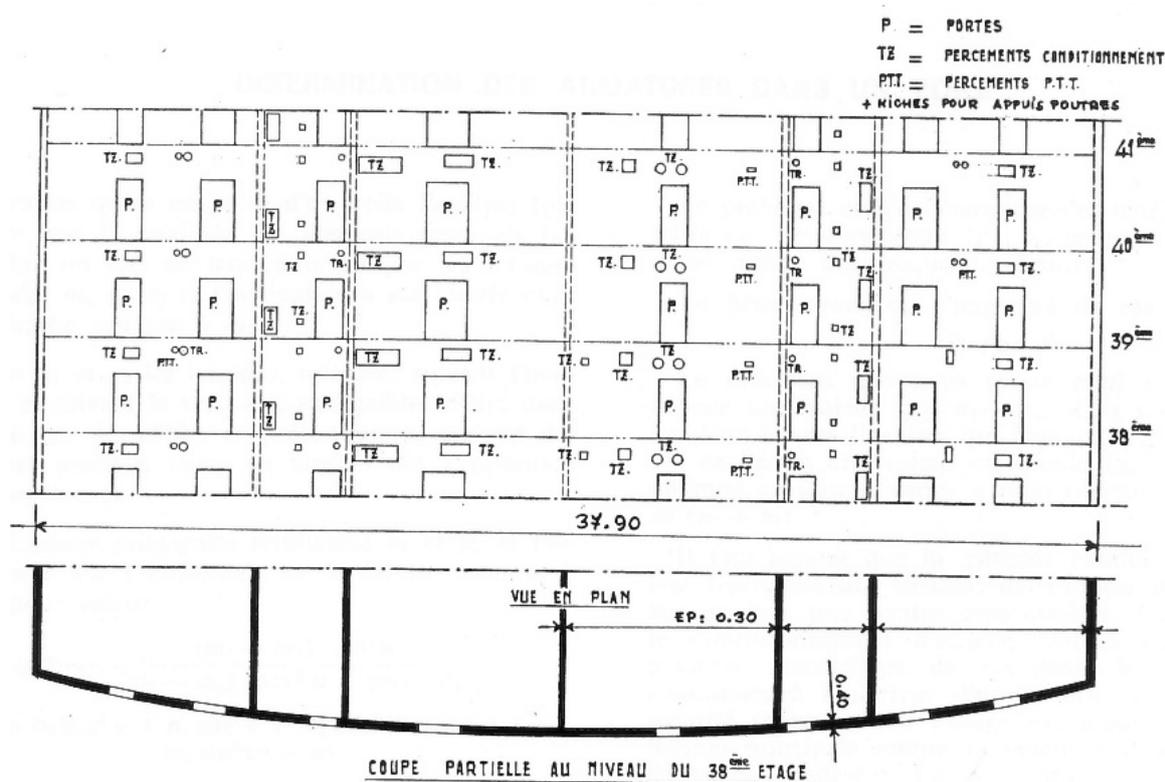


Fig. 5.23 – Trémies dans les voiles du noyau central

## Données et hypothèses

- Masse volumique du béton armé : 2500 daN/m<sup>3</sup>
- Hauteur moyenne des niveaux : 3,53 m
- Hauteur du dernier niveau : 3,74 m
- Epaisseur de la dalle d'hélistation : 0,34 m
- Masse volumique du béton des barrettes : 2400 daN/m<sup>3</sup>
- Une barrette sous poteau de façade a pour section indicative : 3,10 m x 1,00 m
- Arase supérieure du plancher bas du RDC : +52,65 NGF
- Masse linéaire d'un IPE 500 R : 109,3 daN/ml
- Masse linéaire d'un IPE 750-173+ : 169,7 daN/ml
- Masse linéaire d'un IPN 380 (horizontaux, rigidifient la façade) : 82,4 daN/ml
- Section d'un IPE 750-173+ : 221 cm<sup>2</sup>
- L'IPE 500 R est en appui simple sur le noyau central et en appui simple sur les poutres de façade IPE 750-173+. Les reports de charges dus aux encastresments à proximité des rives ne seront donc pas pris en compte dans les calculs
- La charge d'exploitation pour l'hélistation est de 150 daN/m<sup>2</sup>
- La charge d'exploitation pour une surface hébergeant des bureaux est de 250 daN/m<sup>2</sup>
- Les équipements fixes à tous niveaux (hors hélistation) sont comptés comme représentant 125 daN/m<sup>2</sup>. Les équipements fixes de l'hélistation sont négligés

- Le poids surfacique moyen de l'ensemble – solives + plancher collaborant – est estimé à 168 daN/m<sup>2</sup>
- La surface vitrée, y compris sa charpente, participe à la descente de charges à hauteur de 45 daN/m<sup>2</sup>
- Le périmètre d'un étage courant est long de 163m. Le périmètre de l'étage supportant l'hélistation vaut 100m
- Les voiles du sous-sol, hors noyau central, sont épais de 40cm
- La hauteur sous plafond des niveaux d'infrastructure est de 2,50m
- Les trémies horizontales représentent 9% de la surface brute d'un niveau du sous-sol
- Les dalles du RDC et des niveaux d'infrastructure sont en béton armé, épaisses de 30cm, sauf la plus basse, qui est épaisse de 55cm
- Les charges permanentes finales seront majorées de 1% pour prendre en compte les dispositions constructives diverses (liaisons diverses acier-béton et renforcements d'âme des poteaux métalliques, principalement)
- Sur le schéma ci-dessous, reproduisant le plan type d'étage courant, une ligne orange de 12,7cm de long. Ceci permet de considérer que sur le schéma, 1cm vaut 4,87m. On considère que le net extérieur du noyau central reste constant sur toute la hauteur du noyau (les voiles curvilignes s'épaississent donc vers l'intérieur).

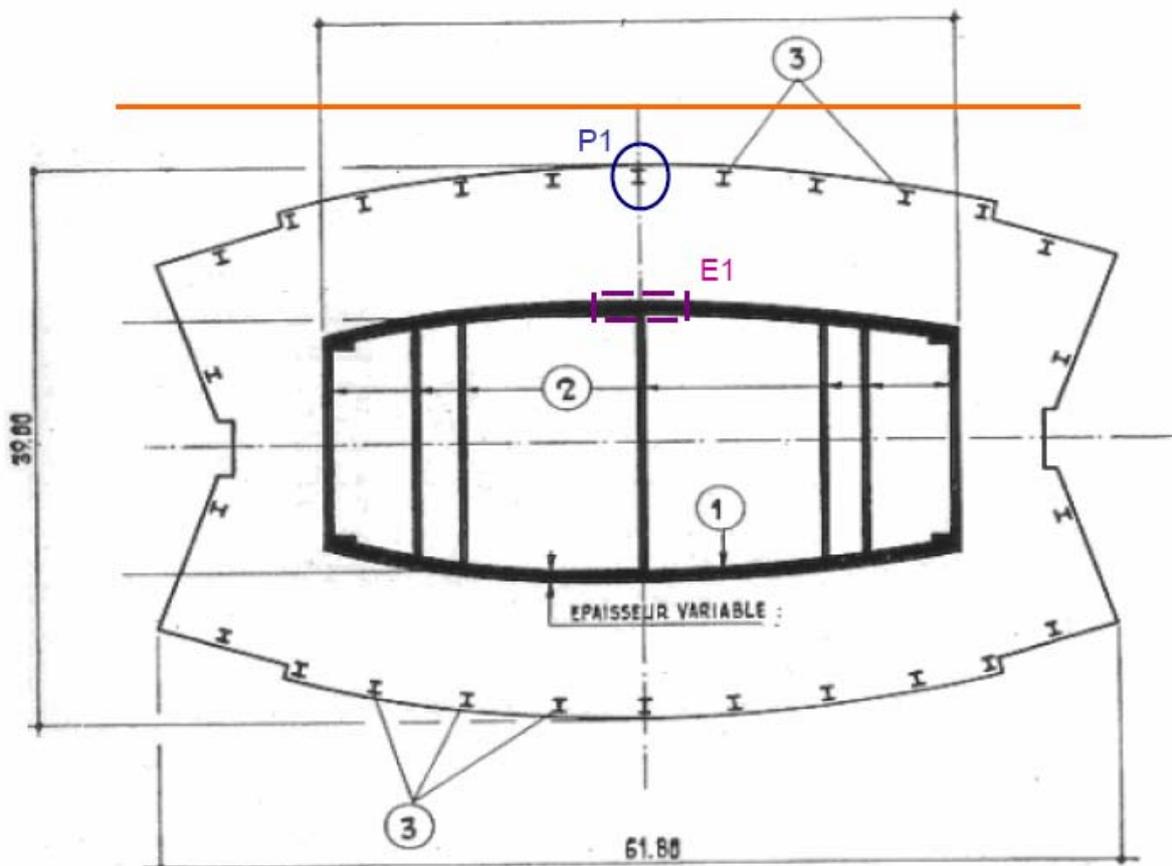


Fig. 5.24 – Dimensions, localisation du poteau et de la portion de voile concernés

Le présent cas concret aborde la question des immeubles de grande hauteur, et propose un pré-dimensionnement de la descente de charges de tels édifices. Nous aborderons aussi dans ce cas le pré dimensionnement de barrettes de fondations. Pour cela, la démarche que nous adopterons est

la suivante. Nous choisirons le règlement adapté pour le calcul des fondations d'un tel édifice. Ensuite, nous appréhenderons de façon globale la circulation des charges gravitaires (comment se relient les poutres, les poteaux, le noyau central...). Puis nous calculerons la masse globale de la tour, et la descente de charges globale en séparant les charges permanentes et les charges d'exploitation. A partir de ce calcul, nous estimerons la descente de charges sur un poteau de façade et sur une portion de voile du noyau central. Ce cas permettra notamment de se familiariser avec le calcul d'une descente de charges, ainsi qu'avec certains ordres de grandeur, tant en termes de forces (masse totale de la tour) que de contraintes (capacité d'un sol à supporter un tel ouvrage).

## Démarche détaillée

### JUSTIFICATION DU CHOIX DU REGLEMENT

Le règlement de calcul choisi sera forcément le CCTG. En effet, de part l'envergure de l'ouvrage et sa complexité, de part le fait que les fondations seront profondes et choisies parmi des procédés spécifiques (barrettes), les imprécisions ou approximations du DTU ne pourront convenir à une justification rigoureuse du calcul. Par ailleurs, l'ouvrage a du faire l'objet de vérifications supplémentaires : du fait de son époque de construction – à laquelle les moyens informatiques de modélisation étaient limités – et du fait de sa hauteur, qui aujourd'hui interdirait l'utilisation directe du règlement européen concernant le vent.

### FONCTIONNEMENT DU BATIMENT

Les planchers du bâtiment sont supportés par des poutres IPE 500 (en violet sur la figure ci-dessous) en appui simple entre leur liaison sur le noyau central et leur liaison sur les poteaux de façade (HL 1000-477) dont ils participent à la rigidification en termes de flambement. Les façades sont rigidifiées par les IPN 380 (en vert sur la figure ci-dessous). Pour un niveau caractéristique puis pour le dernier niveau, on doit imaginer le positionnement des poutres supportant le plancher collaborant, afin de déterminer leur linéaire en vue du calcul de la masse totale de la tour. La figure ci-dessous donne un des principes possibles pour cette répartition dans le cas d'un étage courant.

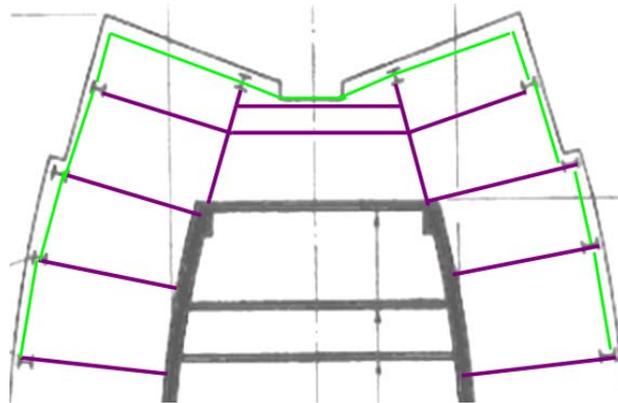


Fig. 5.25 – Répartition des profils d'acier pour rigidification de façade et support du plancher collaborant (proposition)

On distingue une infrastructure intégralement en béton armé, qui reprend à la fois les charges du noyau central et les charges des poteaux de façade. En pratique, cette infrastructure est complexe car désolidarisée du métropolitain qui la traverse, mais par but de simplification le présent cas fait abstraction du métro et des contraintes structurelles qu'il impose.

On constate enfin que le noyau central est composé verticalement de 5 parties (6 si on compte l'infrastructure). Ces parties se différencient par une rupture dans l'épaisseur des voiles périphériques du noyau, principaux vecteurs de la descente de charge. Les 6 parties du noyau central ont donc des inerties différentes, et sont de plus en plus rigides au fur et à mesure qu'elles s'approchent de la base de l'édifice. On identifiera dans la suite ces parties par des lettres : de bas

en haut S pour l'infrastructure, A, B, C, D, E pour la superstructure, et H pour le dernier niveau supportant l'hélistation.

On réalise enfin que l'épaisseur des voiles de refends ne varie pas verticalement : ceux-ci sont donc portés par les voiles principaux (ils sont en fait suspendus, ce qui change totalement la définition des surfaces d'influence : ces voiles ne sont pas porteurs). Ces voiles sont notés A, B, C, D depuis l'extérieur vers l'intérieur (le voile D est le refend central). On a donc deux voiles de type A, B, et C, un voile de type D, et 2 voiles de type E (voile courbe à épaisseur variable, qui lui est donc porteur et constitue le noyau central).

Il a alors fallu, via des ouvrages de béton répartissant les charges, choisir judicieusement la position et la taille de dispositifs de fondations (voir fig. 5.22 gauche).

#### CALCUL DE LA FORCE GLOBALE EXERCEE PAR LA TOUR SUR LE SOL

Pour cela, il faut déterminer des données supplémentaires en plus de celles données dans l'énoncé. En pratique, il faut estimer la surface d'un niveau moyen de la tour. Pour ce faire, le plan de la figure 5.24 s'inscrivant dans un rectangle, on déduit du rectangle les parties externes au profil de la tour pour trouver une surface brute d'environ 2000 m<sup>2</sup> (2010 m<sup>2</sup> pour le calcul présenté dans les extraits de tableur qui vont suivre).

#### **ORGANISATION DES DONNEES POUR LE CALCUL**

Dans une descente de charges, même estimative pour un pré dimensionnement, une importance particulière est accordée à leur bonne identification, à l'utilisation homogène des unités, ainsi qu'à leur présentation lisible permettant par la suite une robustesse suffisante de la routine.

Dans un onglet «données», disposer les informations sources (en bleu) et les calculs intermédiaires (en jaune) en identifiant les parties structurelles concernées est un minimum.

Les autres onglets pourront être destinés aux calculs du projet. On créera donc un onglet «Masse globale de la tour». Cette masse est issue d'une descente globale de charges, sans surfaces d'influence, et sépare bien la participation des charges permanentes de celle des charges d'exploitation.

On identifiera d'abord la surface brute d'un niveau de sous-sol, puis on calculera la surface des trémies horizontales correspondant à 9% de la surface de ce niveau. Cette surface est fixe pour tous les niveaux (en effet, si elle diminue ou si elle augmente avec l'étage, on aura du mal à faire tenir les cages d'ascenseurs...). Par ailleurs, il faudra enlever l'emprise des voiles et poteaux verticaux, pour estimer les surfaces horizontales soumises à charges d'exploitation.

On considèrera aussi qu'il y a des ouvertures dans les voiles E (voir ligne «fractile surfacique voiles type E» dans le tableau « données » figure 5.26.

A partir des données figure 5.26, on établit une descente de charges de la façon la plus lisible possible. On sépare la contribution des voiles de la contribution des planchers. Les tableaux 5.27 et 5.28 permettent de calculer la contribution des voiles à la charge permanente, à partir des tableaux de l'onglet « données ».

Ensuite, on crée une feuille de descente de charge verticale (figure 5.29), tenant compte de la dégressivité des charges d'exploitation pour les bâtiments de bureaux. Sachant qu'il est utile de pouvoir réutiliser facilement la feuille de calcul pour un calcul plus précis, on crée une colonne permettant d'isoler une surface d'emprise (pouvant correspondre à une surface d'influence) dans la feuille de calcul. L'utilisé sautera aux yeux lors de l'estimation des charges reprises par les éléments P1 et E1.

	Données	Résultats
Masse volumique BA (daN/m <sup>3</sup> )	2500	
Nombre de niveaux groupe S	7	
Nombre de niveaux groupe A	6	
Nombre de niveaux groupe B	12	
Nombre de niveaux groupe C	13	
Nombre de niveaux groupe D	13	
Nombre de niveaux groupe E	13	
Nombre de niveaux groupe H	1	
Nombre total de niveaux superstructure		59
Nombre total de niveaux infrastructure		7
Nombre total de niveaux		66
Hauteur moyenne d'un niveau (m)	3,53	
Hauteur d'un niveau d'infrastructure (m)	2,5	
Hauteur de l'hélistation (m)	3,74	
Hauteur de superstructure (m)		208,48
Hauteur d'infrastructure (m)		24,71
Hauteur totale de l'édifice (m)		233,19
Côte NGF du plancher RDC (m)	52,65	
Côte NGF du sommet de la tour (m)		261,13
Côte NGF de la terrasse (hors hélistation)		257,6
Cote NGF arase inférieure dalle basse (m)	32,5	20,15
Masse IPN 380 (daN/ml)	82,404	
Poids propre plancher collaborant (daN/m <sup>2</sup> )	168	
Masse IPER500 (daN/ml)	109,2834	
Masse HL 1000-477	467,937	
Surface HL 1000 - 477 section (cm <sup>2</sup> )	608	
Poids équipements fixes (daN/m <sup>2</sup> )	125	
Epaisseur dalle avant barrette (m)	0,55	
Epaisseur dalles S (m)	0,3	
Epaisseur dalle H (m)	0,34	
G dalle hélistation		850
Q hélistation (daN/m <sup>2</sup> )	150	
G dalles S		875
G dernière dalle		1500
Q dalles S (bureaux) (daN/m <sup>2</sup> )	250	
G plancher collaborant		293
Q bureaux (daN/m <sup>2</sup> )	250	
Masse surfacique vitres et supports (daN/m <sup>2</sup> )	45	
Surface brute d'étage A à E (m <sup>2</sup> )	2010,2	
Périmètre d'étage	163	
Périmètre dernier niveau (m)		97,8
Surface brute Hélistation (m <sup>2</sup> )	0,6	1206,12
Surface brute HL1000 (m <sup>2</sup> )		0,0608
Nombre HL S	0,00	
Nombre HL A à D	26,00	
Nombre HL E	34,00	
Surface hors HL SS		2010,20
Surface hors HL, A à D		2008,62
Surface hors HL, E		2008,13
Fractile surfacique de trémies horizontales	0,09	180,918
Fractile surfacique voiles type E	0,155	
Epaisseur voiles refends (m)	0,3	
Epaisseurs voiles E groupe S	1,2	
Epaisseurs voiles E groupe A	1,1	
Epaisseurs voiles E groupe B	0,8	
Epaisseurs voiles E groupe C	0,65	
Epaisseurs voiles E groupe D	0,48	
Epaisseurs voiles E groupe E	0,3	
Linéaire de 2 voiles E groupe SS à D	76,2	
Linéaire de 2 voiles E groupe E	44	
Linéaire IPE500 pour etg type 0 à 57 (m)	264,6	
Linéaire IPE500 pour etg 59		362,6
Linéaire de voiles internes type K	36	
Epaisseur voile type K	0,4	
Hauteur voile sous sol périphérique		
Linéaire de voile sous sol périphérique	1	163
Epaisseur voile sous sol périphérique	0,3	
Hauteur voile sous sol périphérique		

Fig. 5.26 – Onglet « données »

S		
Epaisseur voile E pour groupe S		1,2
Longueur voile E groupe S		38,1
Longueur voile A groupe S		13,35
Longueur voile B groupe S		15,1
Longueur voile C groupe S		15,6
Longueur voile D groupe S		16,6
Surface de 2 voiles A groupe S		8,01
Surface de 2 voiles B groupe S		9,06
Surface de 2 voiles C groupe S		9,36
Surface du voile D groupe S		9,96
Surface de 2 voiles E groupe S		77,2668
Surface totale de ci-dessus		113,6568
Volume total de ci-dessus		284,142
Masse totale de ci-dessus (1000 daN)		710,355
Surface planchers S		1715,63
A		
Epaisseur voile E pour groupe A		1,1
Longueur voile E groupe A		38,1
Longueur voile A groupe A		13,55
Longueur voile B groupe A		15,3
Longueur voile C groupe A		15,8
Longueur voile D groupe A		16,8
Surface de 2 voiles A groupe A		8,13
Surface de 2 voiles B groupe A		9,18
Surface de 2 voiles C groupe A		9,48
Surface du voile D groupe A		10,08
Surface de 2 voiles E groupe A		70,8279
Surface totale de ci-dessus		107,6979
Volume total de ci-dessus		380,173587
Masse totale de ci-dessus (1000 daN)		950,433968
Surface planchers A		1720,00
B		
Epaisseur voile E pour groupe B		0,8
Longueur voile E groupe B		38,1
Longueur voile A groupe B		14,15
Longueur voile B groupe B		15,9
Longueur voile C groupe B		16,4
Longueur voile D groupe B		17,4
Surface de 2 voiles A groupe B		8,49
Surface de 2 voiles B groupe B		9,54
Surface de 2 voiles C groupe B		9,84
Surface du voile D groupe B		10,44
Surface de 2 voiles E groupe B		51,5112
Surface totale de ci-dessus		89,8212
Volume total de ci-dessus		317,068836
Masse totale de ci-dessus (1000 daN)		792,67209
Surface planchers B		1737,88
C		
Epaisseur voile E pour groupe C		0,65
Longueur voile E groupe C		38,1
Longueur voile A groupe C		14,45
Longueur voile B groupe C		16,2
Longueur voile C groupe C		16,7
Longueur voile D groupe C		17,7
Surface de 2 voiles A groupe C		8,67
Surface de 2 voiles B groupe C		9,72
Surface de 2 voiles C groupe C		10,02
Surface du voile D groupe C		10,62
Surface de 2 voiles E groupe C		41,85285
Surface totale de ci-dessus		80,88285
Volume total de ci-dessus		285,516461
Masse totale de ci-dessus (1000 daN)		713,791151
Surface planchers C		1746,82

Fig. 5.27 – Calculs pour les parties S à C

D		
Epaisseur voile E pour groupe D		0,48
Longueur voile E groupe D		38,1
Longueur voile A groupe D		14,79
Longueur voile B groupe D		16,54
Longueur voile C groupe D		17,04
Longueur voile D groupe D		18,04
Surface de 2 voiles A groupe D		8,874
Surface de 2 voiles B groupe D		9,924
Surface de 2 voiles C groupe D		10,224
Surface du voile D groupe D		10,824
Surface de 2 voiles E groupe D		30,90672
Surface totale de ci-dessus		70,75272
Volume total de ci-dessus		249,757102
Masse totale de ci-dessus (1000 daN)		624,392754
Surface planchers E		1756,95

H		
Epaisseur voile E pour groupe H		0,3
Longueur voile E groupe H		22
Longueur voile A groupe H		0
Longueur voile B groupe H		16,9
Longueur voile C groupe H		17,4
Longueur voile D groupe H		18,4
Surface de 2 voiles A groupe H		0
Surface de 2 voiles B groupe H		10,14
Surface de 2 voiles C groupe H		10,44
Surface du voile D groupe H		11,04
Surface de 2 voiles E groupe H		11,154
Surface totale de ci-dessus		42,774
Volume total de ci-dessus		150,99222
Masse totale de ci-dessus (1000 daN)		377,48055
Surface planchers H		1206

E		
Epaisseur voile E pour groupe E		0,3
Longueur voile E groupe E		22
Longueur voile A groupe E		0
Longueur voile B groupe E		16,9
Longueur voile C groupe E		17,4
Longueur voile D groupe E		18,4
Surface de 2 voiles A groupe E		0
Surface de 2 voiles B groupe E		10,14
Surface de 2 voiles C groupe E		10,44
Surface du voile D groupe E		11,04
Surface de 2 voiles E groupe E		11,154
Surface totale de ci-dessus		42,774
Volume total de ci-dessus		150,99222
Masse totale de ci-dessus (1000 daN)		377,48055
Surface planchers E		1784,93

Masse Voiles SS (1000 daN)		7742
Masse Voiles A		5703
Masse Voiles B		9512
Masse Voiles C		9279
Masse Voiles D		8117
Masse Voiles E		4907
Masse Voiles H		377

Fig. 5.28 – Calculs pour les parties D à H et contribution des voiles

Niveau	Zone	Surface nette niveau (m <sup>2</sup> )	Surface nette interceptée (m <sup>2</sup> )	G (1000 daN)	Q (1000 daN)	Coefficient de dégression pour Q	ajout de charge	Q corrigé (1000 daN)
58	H	1206	1206	1025	181	1	0	181
57	E		1785	523	446	1	0	446
56	E		1785	523	446	0,95	0,01	424
55	E		1785	523	446	0,9	0,03	402
54	E		1785	523	446	0,875	0,06	390
53	E		1785	523	446	0,8	0,1	367
52	E		1785	523	446	0,75	0,15	335
51	E	1785	1785	523	446	0,523	0,2	233
50	E		1785	523	446	0,523	0,25	233
49	E		1785	523	446	0,523	0,3	233
48	E		1785	523	446	0,523	0,35	233
47	E		1785	523	446	0,523	0,4	233
46	E		1785	523	446	0,523	0,45	233
45	E		1785	523	446	0,523	0,5	233
44	D		1757	515	439	0,523	0,55	230
43	D		1757	515	439	0,523	0,6	230
42	D		1757	515	439	0,523	0,65	230
41	D		1757	515	439	0,523	0,7	230
40	D		1757	515	439	0,523	0,75	230
39	D		1757	515	439	0,523	0,8	230
38	D	1757	1757	515	439	0,523	0,85	230
37	D		1757	515	439	0,523	0,9	230
36	D		1757	515	439	0,523	0,95	230
35	D		1757	515	439	0,523	1	230
34	D		1757	515	439	0,523	1,05	230
33	D		1757	515	439	0,523	1,1	230
32	D		1757	515	439	0,523	1,15	230
31	C		1747	512	437	0,523	1,2	228
30	C		1747	512	437	0,523	1,25	228
29	C		1747	512	437	0,523	1,3	228
28	C		1747	512	437	0,523	1,35	228
27	C		1747	512	437	0,523	1,4	228
26	C		1747	512	437	0,523	1,45	228
25	C	1747	1747	512	437	0,523	1,5	228
24	C		1747	512	437	0,523	1,55	228
23	C		1747	512	437	0,523	1,6	228
22	C		1747	512	437	0,523	1,65	228
21	C		1747	512	437	0,523	1,7	228
20	C		1747	512	437	0,523	1,75	228
19	C		1747	512	437	0,523	1,8	228
18	B		1738	509	434	0,523	1,85	227
17	B		1738	509	434	0,523	1,9	227
16	B		1738	509	434	0,523	1,95	227
15	B		1738	509	434	0,523	2	227
14	B		1738	509	434	0,523	2,05	227
13	B		1738	509	434	0,523	2,1	227
12	B	1738	1738	509	434	0,523	2,15	227
11	B		1738	509	434	0,523	2,2	227
10	B		1738	509	434	0,523	2,25	227
9	B		1738	509	434	0,523	2,3	227
8	B		1738	509	434	0,523	2,35	227
7	B		1738	509	434	0,523	2,4	227
6	B		1738	509	434	0,523	2,45	227
5	A		1720	504	430	0,523	2,5	225
4	A		1720	504	430	0,523	2,55	225
3	A	1720	1720	504	430	0,523	2,6	225
2	A		1720	504	430	0,523	2,65	225
1	A		1720	504	430	0,523	2,7	225
0	A		1720	504	430	0,523	2,75	225
-1	SS		1716	1501	429	0,523	2,8	224
-2	SS		1716	1501	429	0,523	2,85	224
-3	SS		1716	1501	429	0,523	2,9	224
-4	SS		1716	1501	429	0,523	2,95	224
-5	SS		1716	1501	429	0,523	3	224
-6	SS		1716	1501	429	0,523	3,05	224
-7	SS		1716	1501	429	0,523	3,1	224
D	SS	2010	2010	3015	503	0,523		263
				44337	29102			16262
								16265

Fig. 5.29 – Descente de charges verticale

On prendra soin de ne pas oublier de comptabiliser la dalle la plus basse (soubassement du sous-sol) qui ne comporte pas de trémie.

Reste ensuite à évaluer les charges apportées par le vitrage et par les poteaux métalliques, tant horizontaux que verticaux, et de procéder à la majoration de 1% des charges permanentes pour les liaisons et dispositifs divers de mise en œuvre et de solidarisation (information fournie dans les hypothèses de calcul).

<b>HL 1000-477</b>			
du niveau 0 à 57 (26) total ml		5420,48	
niveau 58 (8) total ml		27,2	
Total ml		5447,68	
Masse unitaire (daN/ml)		467,937	
Masse totale (1000 daN)			2549
<b>IPE500 R</b>			
du niveau 0 à 57 total ml		15346,8	
niveau 58 ml		362,6	
total ml		15709,4	
Masse unitaire (daN/ml)		109,283	
Masse totale (1000 daN)			1717
<b>Surface vitrée</b>			
Périmètre de 0 à 57	163		33372,62
Périmètre de 58	97,8		332,52
Surface vitrée totale			33705,14
Masse surfacique	45		
Masse totale (1000 daN)			1517
<b>Total (1000 daN)</b>			
Total (1000 daN)			95757
Majoration assemblages	1,01		96715
<b>Profils de rigidification façade IPN 380</b>			
du niveau 0 à 57 total ml		9454	
niveau 58 ml		101,06	
total ml		9555,06	
Masse unitaire (daN/ml)		82,404	
Masse totale (1000 daN)			787
<b>Exploitation totale de la tour (Q) en 1000 daN</b>			
Exploitation totale de la tour (Q) en 1000 daN			16265
Masse totale de la tour (G+Q) en 1000 daN			113767

Fig. 5.30 – Masse globale de la tour

On obtient donc la masse totale de la tour, qui permet déjà de donner une idée, en fonction de ce qu'on connaît des capacités théoriques de certains systèmes de fondation, du nombre de fondations nécessaires pour soutenir l'ouvrage, hors phénomènes dynamiques tels le vent ou le séisme. Ceci est déjà utile en pré dimensionnement.

## CALCULS DE LA DESCENTES DE CHARGES

### LES LIGNES D'INFLUENCE

La figure 5.31 identifie les surfaces d'influence reprises par un poteau de type P1 et par une portion du voile, E1.

Comme les voiles de refends sont supportés par le voile courbe, le tracé des bissectrices comme lignes de rupture n'est plus pertinent, d'où l'allure rectangulaire de la zone d'influence de la portion E1 du voile E. Si les voiles de refends avaient été porteurs, la zone d'influence eut été de forme triangulaire.

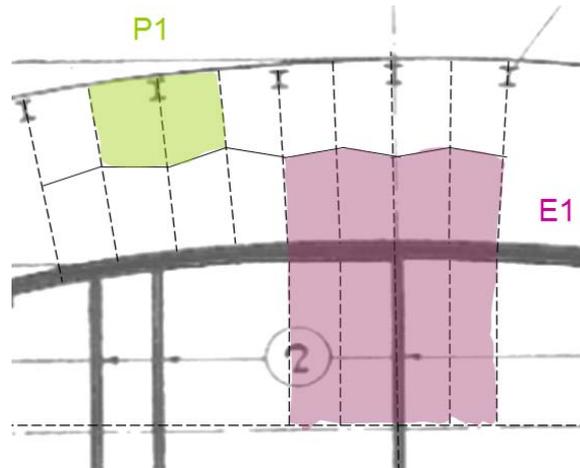


Fig. 5.31 – Lignes d'influence et zones d'influence

**CALCUL DE LA DESCENTE DE CHARGES SOUS UN POTEAU TYPE P1**

Le poteau P1 identifié amène une charge directement sur l'emprise du métro, nécessitant la présence d'un dispositif de répartition périphérique de cette charge, du type poutre en béton précontraint. Par souci de simplification on se propose d'ignorer la présence du métro, de telle sorte qu'on calcule la descente de charge sous le poteau P1 jusqu'à l'arase supérieure de la barrette. Dans les calculs ci-après, on constate que la descente de charges sur la barrette s'effectue en sous sol en considérant les 6 ml de voiles interceptés par la surface d'influence verte sur la figure 5.31 (surface estimée à 23,56 m<sup>2</sup>). Par ailleurs, les seuls voiles interceptés par la surface verte sont ceux du sous-sol.

Niveau	Zone	Surface nette niveau (m <sup>2</sup> )	Surface nette interceptée (m <sup>2</sup> )	G (1000 daN)	Q (1000 daN)	Coefficient de dégression pour Q	ajout de charge	Q corrigé (1000 daN)
58 H		1206	0,00	0	0	1	0	0
57 E			23,56	7	6	1	0	6
56 E			23,56	7	6	0,95	0,01	6
55 E			23,56	7	6	0,9	0,03	5
54 E			23,56	7	6	0,875	0,06	5
53 E			23,56	7	6	0,8	0,1	5
52 E			23,56	7	6	0,75	0,15	4
51 E			23,56	7	6	0,523	0,2	3
50 E			23,56	7	6	0,523	0,25	3
49 E			23,56	7	6	0,523	0,3	3
48 E			23,56	7	6	0,523	0,35	3
47 E			23,56	7	6	0,523	0,4	3
46 E			23,56	7	6	0,523	0,45	3
45 E			23,56	7	6	0,523	0,5	3
44 D			23,56	7	6	0,523	0,55	3
43 D			23,56	7	6	0,523	0,6	3
42 D			23,56	7	6	0,523	0,65	3
41 D			23,56	7	6	0,523	0,7	3
40 D			23,56	7	6	0,523	0,75	3
39 D			23,56	7	6	0,523	0,8	3
38 D			23,56	7	6	0,523	0,85	3
37 D			23,56	7	6	0,523	0,9	3
36 D			23,56	7	6	0,523	0,95	3
35 D			23,56	7	6	0,523	1	3
34 D			23,56	7	6	0,523	1,05	3
33 D			23,56	7	6	0,523	1,1	3
32 D			23,56	7	6	0,523	1,15	3
31 C			23,56	7	6	0,523	1,2	3
30 C			23,56	7	6	0,523	1,25	3
29 C			23,56	7	6	0,523	1,3	3
28 C			23,56	7	6	0,523	1,35	3
27 C			23,56	7	6	0,523	1,4	3
26 C			23,56	7	6	0,523	1,45	3
25 C			23,56	7	6	0,523	1,5	3
24 C			23,56	7	6	0,523	1,55	3
23 C			23,56	7	6	0,523	1,6	3
22 C			23,56	7	6	0,523	1,65	3
21 C			23,56	7	6	0,523	1,7	3
20 C			23,56	7	6	0,523	1,75	3
19 C			23,56	7	6	0,523	1,8	3
18 B			23,56	7	6	0,523	1,85	3
17 B			23,56	7	6	0,523	1,9	3
16 B			23,56	7	6	0,523	1,95	3
15 B			23,56	7	6	0,523	2	3
14 B			23,56	7	6	0,523	2,05	3
13 B			23,56	7	6	0,523	2,1	3
12 B			23,56	7	6	0,523	2,15	3
11 B			23,56	7	6	0,523	2,2	3
10 B			23,56	7	6	0,523	2,25	3
9 B			23,56	7	6	0,523	2,3	3
8 B			23,56	7	6	0,523	2,35	3
7 B			23,56	7	6	0,523	2,4	3
6 B			23,56	7	6	0,523	2,45	3
5 A			23,56	7	6	0,523	2,5	3
4 A			23,56	7	6	0,523	2,55	3
3 A			23,56	7	6	0,523	2,6	3
2 A			23,56	7	6	0,523	2,65	3
1 A			23,56	7	6	0,523	2,7	3
0 A			23,56	7	6	0,523	2,75	3
-1 SS			23,56	21	6	0,523	2,8	3
-2 SS			23,56	21	6	0,523	2,85	3
-3 SS			23,56	21	6	0,523	2,9	3
-4 SS			23,56	21	6	0,523	2,95	3
-5 SS			23,56	21	6	0,523	3	3
-6 SS			23,56	21	6	0,523	3,05	3
-7 SS			23,56	21	6	0,523	3,1	3
D SS	2010		23,56	35	6	0,523		3
				580	389			216
								219

Masse Voiles SS (1000 daN)				79
Masse Voiles A				0
Masse Voiles B				0
Masse Voiles C				0
Masse Voiles D				0
Masse Voiles E				0
Masse Voiles H				0

Fig. 5.32 – Démarche de calcul de descente de charges pour le poteau – utilité de la colonne « surface nette interceptée »

<b>HL 1000-477</b>			
du niveau 0 à 57 (26) total ml		208,48	
niveau 58 (8) total ml		0	
Total ml		208,48	
Masse unitaire (daN/ml)		467,937	
Masse totale (1000 daN)			98
<b>IPE500 R</b>			
du niveau 0 à 57 total ml		269,7	
niveau 58 ml		0	
total ml		269,7	
Masse unitaire (daN/ml)		109,283	
Masse totale (1000 daN)			29
<b>Surface vitrée</b>			
Périmètre de 0 à 57		6	1228,44
Périmètre de 58		0	0
Surface vitrée totale			1228,44
Masse surfacique		45	
Masse totale (1000 daN)			55
<b>Profils de rigidification façade IPN 380</b>			
du niveau 0 à 57 total ml		348	
niveau 58 ml		0	
total ml		348	
Masse unitaire (daN/ml)		82,404	
Masse totale (1000 daN)			29
Total (1000 daN)			841
Majoration assemblages		1,01	849
<b>Exploitation totale intercepté (Q) en 1000 daN</b>			
			219
<b>Masse totale interceptée (G+Q) en 1000 daN</b>			
			1097

Fig. 5.33 – Suite du calcul de descente de charge sur le poteau P1

### CALCUL DE LA DESCENTE DE CHARGES SUR LE VOILE E1

On peut procéder à cette descente de charges soit en ignorant le métro (auquel cas on prend en compte les infrastructures du sous sol) soit en considérant que la charge est répartie sur des poutres précontraintes l'amenant de part et d'autre de l'emprise du métro (ce qui a été réalisé dans ce qui suit). On est alors amené à déterminer le calcul de plusieurs barrettes. Le calcul est sur le même principe que le calcul précédent, en considérant bien sûr la surface d'influence violette. La subtilité qu'il ne faut pas négliger est la suivante : la partie de la surface violette à l'extérieur du noyau central ne change pas de dimension, le voile (compté par ailleurs dans la descente de charges) s'élargissant vers l'intérieur. Par contre, la partie de la surface violette à l'intérieur du noyau central est composée de deux rectangles dont la longueur varie en fonction de l'épaisseur du voile E.

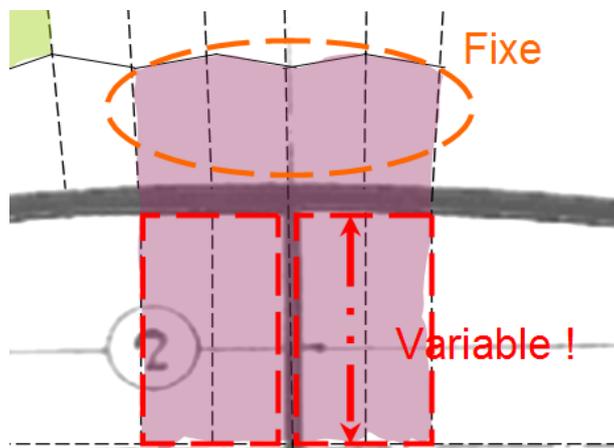


Fig. 5.34 – Zones d'influence fixe et variable

Ainsi la largeur de chaque rectangle (de part et d'autre du voile D) reste constante et a été estimée à 4,625m. Pour les parties H et E, la longueur du voile D est de 18,4m. Pour D, elle est de

18,04m. Pour C elle est de 17,7m. Pour B, elle est de 17,4m. Pour A elle est de 16,8m et pour le sous-sol de 16,4m. Ceci explique donc les variations de surface d'influence par partie de structure. Par ailleurs, pour ce qui est de la masse des voiles du noyau central à prendre en compte, un traitement particulier des informations de l'onglet « données » est à effectuer. La portion de voile reprend environ 9,55ml de voile de type E et la moitié de la longueur du voile de type D. Les voiles de types A, B, et C ne sont pas interceptés par cette surface d'influence. Aussi, pour la participation du sous sol, on peut soit considérer qu'il n'y a pas de métré, soit considérer qu'il y a un métré (ce qui a été choisi dans la suite). La participation des masses du noyau central en sous-sol à la descente de charges est donc nulle dans le calcul présenté.

Niveau Zone	Surface nette niveau (m <sup>2</sup> )	Surface nette interceptée (m <sup>2</sup> )	G (1000 daN)	Q (1000 daN)	Coefficient de dégression pour Q	ajout de charge	Q corrigé (1000 daN)
58 H	1206	124,22	106	19	1	0	19
57 E		124,22	36	31	1	0	31
56 E		124,22	36	31	0,96	0,01	30
55 E		124,22	36	31	0,9	0,03	28
54 E		124,22	36	31	0,875	0,06	27
53 E		124,22	36	31	0,8	0,1	25
52 E		124,22	36	31	0,75	0,15	23
51 E	1785	124,22	36	31	0,523	0,2	16
50 E		124,22	36	31	0,523	0,25	16
49 E		124,22	36	31	0,523	0,3	16
48 E		124,22	36	31	0,523	0,35	16
47 E		124,22	36	31	0,523	0,4	16
46 E		124,22	36	31	0,523	0,45	16
45 E		124,22	36	31	0,523	0,5	16
44 D		122,56	36	31	0,523	0,55	16
43 D		122,56	36	31	0,523	0,6	16
42 D		122,56	36	31	0,523	0,65	16
41 D		122,56	36	31	0,523	0,7	16
40 D		122,56	36	31	0,523	0,75	16
39 D		122,56	36	31	0,523	0,8	16
38 D	1757	122,56	36	31	0,523	0,85	16
37 D		122,56	36	31	0,523	0,9	16
36 D		122,56	36	31	0,523	0,95	16
35 D		122,56	36	31	0,523	1	16
34 D		122,56	36	31	0,523	1,05	16
33 D		122,56	36	31	0,523	1,1	16
32 D		122,56	36	31	0,523	1,15	16
31 C		120,98	35	30	0,523	1,2	16
30 C		120,98	35	30	0,523	1,25	16
29 C		120,98	35	30	0,523	1,3	16
28 C		120,98	35	30	0,523	1,35	16
27 C		120,98	35	30	0,523	1,4	16
26 C		120,98	35	30	0,523	1,45	16
25 C	1747	120,98	35	30	0,523	1,5	16
24 C		120,98	35	30	0,523	1,55	16
23 C		120,98	35	30	0,523	1,6	16
22 C		120,98	35	30	0,523	1,65	16
21 C		120,98	35	30	0,523	1,7	16
20 C		120,98	35	30	0,523	1,75	16
19 C		120,98	35	30	0,523	1,8	16
18 B		119,60	35	30	0,523	1,85	16
17 B		119,60	35	30	0,523	1,9	16
16 B		119,60	35	30	0,523	1,95	16
15 B		119,60	35	30	0,523	2	16
14 B		119,60	35	30	0,523	2,05	16
13 B		119,60	35	30	0,523	2,1	16
12 B	1738	119,60	35	30	0,523	2,15	16
11 B		119,60	35	30	0,523	2,2	16
10 B		119,60	35	30	0,523	2,25	16
9 B		119,60	35	30	0,523	2,3	16
8 B		119,60	35	30	0,523	2,35	16
7 B		119,60	35	30	0,523	2,4	16
6 B		119,60	35	30	0,523	2,45	16
5 A		116,82	34	29	0,523	2,5	15
4 A		116,82	34	29	0,523	2,55	15
3 A	1720	116,82	34	29	0,523	2,6	15
2 A		116,82	34	29	0,523	2,65	15
1 A		116,82	34	29	0,523	2,7	15
0 A		116,82	34	29	0,523	2,75	15

.1 SS	114,97	101	29	0,523	2,8	15	
2 SS	114,97	101	29	0,523	2,85	15	
3 SS	114,97	101	29	0,523	2,9	15	
4 SS	1716	114,97	101	29	0,523	2,95	15
5 SS	114,97	101	29	0,523	3	15	
6 SS	114,97	101	29	0,523	3,05	15	
7 SS	114,97	101	29	0,523	3,1	15	
0 SS	2010	114,97	172	29	0,523	15	
						1125	
						1129	

Masse Voiles SS (1000 daN)				0
Masse Voiles A				556
Masse Voiles B				809
Masse Voiles C				712
Masse Voiles D				526
Masse Voiles E				329
Masse Voiles H				25

HL 1000.477				
du niveau 0 à 57 (26) total ml		0		
niveau 58 (8) total ml		0		
Total ml		0		
Masse unitaire (daN/ml)		467,937		
Masse totale (1000 daN)				0

IPE500 R				
du niveau 0 à 57 total ml		809,1		
niveau 58 ml		0		
total ml		809,1		
Masse unitaire (daN/ml)		109,283		
Masse totale (1000 daN)				88

Surface vitrée				
Périmètre de 0 à 57		0		0
Périmètre de 58		0		0
Surface vitrée totale				0
Masse surfacique		45		
Masse totale (1000 daN)				0

Profils de rigidification façade IPN 380				
du niveau 0 à 57 total ml		0		
niveau 58 ml		0		
total ml		0		
Masse unitaire (daN/ml)		82,404		
Masse totale (1000 daN)				0

Total (1000 daN)				6090
Majoration assemblages		1,01		6151

Exploitation totale intercepté (Q) en 1000 daN				1129
Masse totale interceptée (G+Q) en 1000 daN				7279

DDC par mètre linéaire (en 1000 daN/ml)				762
---	--	--	--	-----

Fig. 5.35 – Calcul de descente de charges sous voile E1

On estime donc la descente de charges sur le voile courbe, juste au-dessus du métré, à 762 milliers de daN/ml. La portée nécessaire de la poutre précontrainte est de 18m (estimation à

partir de la figure 5.20c). De part et d'autre du métro, la poutre précontrainte ramène donc une charge d'environ 6860 milliers de daN.

### MISE EN ŒUVRE ET PRE DIMENSIONNEMENT DES BARRETTES

On prendra soin solliciter le sol au maximum, afin de permettre un soutènement suffisant. En effet, sans mise en œuvre avec refoulement du sol, les calculs ultérieurs vous prouveraient que la portance de la craie n'est pas suffisante. Ainsi, il faudra une mise en œuvre sous pression à la pointe, ce qui n'est pas facile à réaliser à une profondeur de 70m et pour de telles sections.

#### BARRETTE SOUS POTEAU P1

Nous sommes amenés à construire une routine nous permettant d'automatiser le calcul du terme de pointe d'une fondation profonde selon le fascicule 62 titre 5 du CCTG. Pour cela, il faut une sous-routine arrivant à calculer la surface d'une ligne brisée (tableaux de droite sur les extraits de routine ci-après), à partir de la géométrie de la fondation. Nous choisirons une forme rectangulaire pour cette barrette. Il ne faut pas oublier de compter la pression de la barrette elle-même sur le sol (ce n'est pas négligeable). La routine permet de relier toutes les données à la géométrie de la barrette, et ainsi d'optimiser la largeur et la longueur. Dans notre cas, sous un poteau de type P1, une barrette de section 3,20 m par 1,3 m suffit. Aucune macro instruction n'a été utilisée, mais seulement des comparateurs logiques et les fonctions INDIRECT et ADRESSE.

<b>Barrette rectangulaire</b>									
Largeur (m) B		1,3		19,35			3,9	3,87	
Longueur (m) L		3,2			SUP	INF	\$F\$155	\$F\$154	
Surface (m) A			4,16			0	20	19	
Valeur FASC65 h (m)	11			-0,35	0	1	0	19	
Valeur FASC65 a (m)		0,65		0,65	1	0	20	0	
Valeur FASC65 b (m)		0,65		1,65	0	0	0	0	
Choix de kp	2,6			2,65	0	0	0	0	
Pression barrette seule (Mpa)	1,26			3,65	0	0	0	0	
NGF de D	20			4,65	0	0	0	0	
D-a			19,35						
D+3b			21,95						
				21,95			3,99	3,97	
					SUP	INF	\$F\$157	\$F\$156	
Valeur NGF 19 de PI	19	3,87				0	22	21	
Valeur NGF 20 de PI	20	3,9		-2,95	0	0	0	0	
Valeur NGF 21 de PI	21	3,97		-1,95	0	0	0	0	
Valeur NGF 22 de PI	22	3,99		-0,95	0	1	0	21	
Valeur NGF 23 de PI	23	3,99		0,05	1	0	22	0	
Valeur NGF 24 de PI	24	3,99		1,05	0	0	0	0	
				2,05	0	0	0	0	
Valeur NGF de PL à 19,35			3,881						
Valeur NGF de PL à 21,95			3,989						
				19	3,87	0	3,885	0	
				20	3,9	1	3,935	3,935	
				21	3,97	1	3,98	3,98	
Valeur de PI* (Mpa)		3,95		22	3,99	0	3,99	0	
Qu résultant sous barrette (Mpa)		9,013		23	3,99	0	3,99	0	
q'els (Mpa)		3,004		24	3,99	0		0	
						2		7,915	
Force totale interceptée (G+Q) en 1000 daN	1214					0,65		2,5286625	
Pression exercée sous barrette (Mpa)	2,919					0,95		3,780525	
						3,6		14,2241875	
								3,95	
			OK						

Fig. 5.36 – Extrait de la routine de calcul

#### BARRETTE SOUS VOILE E1

Ci-dessous, illustration sur le cas réel (absence de prise en compte du sous sol sous la partie A en périphérie du métropolitain). A partir de la descente de charge au mètre linéaire estimée sur une portion de voile E1, a été considérée une poutre précontrainte de 18m de portée reprenant cette descente de charges pour la reconduire en deux points de part et d'autre de l'emprise du métro. En effet, la portée doit permettre la mise en place de la barrette sans interférer avec le métro. Sachant par avance que les forces à reprendre allaient être énormes (6860 milliers de daN), nous privilégions une barrette à section en croix.



# 6 – Economie et prescription des fondations

## LA PRESCRIPTION

### Le cahier des clauses techniques particulières

Un document du marché contenant la prescription des travaux, le Cahier des clauses techniques particulières (CCTP), constitue une référence commune au maître d'œuvre et à l'entrepreneur en ce qui concerne les travaux à réaliser. Il est complété de plans auxquels il fait d'ailleurs référence, et peut contenir des annexes.

Il contient une partie « généralités », qui indique notamment le contexte de référence réglementaire, et une partie « description » qui précise le mode de mise en œuvre des matériaux et matériels. C'est à partir de ce document que l'entrepreneur va réaliser des métrés, un pré dimensionnement, et finalement une estimation financière qui va constituer la base de son offre.

Dans la théorie, l'entrepreneur qui fait une offre s'engage à respecter le CCTP. Dans la pratique, ce dernier n'aura cessé de tenter de le détourner pour réaliser des économies et/ou proposer des solutions plus proches de celles qu'il a l'habitude de mettre en œuvre, d'où l'intérêt d'être précis dans le CCTP afin de définir au mieux la prestation à réaliser.

Les fondations, nous l'avons vu au chapitre 3 sur les pathologies, peuvent être à l'origine de divers désordres, et le maître d'œuvre devra être ferme sur le parti de fondation choisi, et très attentif aux variantes que les entreprises ne manqueront pas de proposer si ces dernières sont autorisées, ou du moins non explicitement interdites... La mention « les variantes sont interdites » peut être d'ailleurs explicitement écrite dans le règlement de consultation.

### La prescription du poste « fondations »

#### DES DESCRIPTIFS BIEN DIFFERENTS...

Concernant la prescription des fondations, on s'intéressera surtout aux fondations profondes, dont la prescription est un peu plus délicate que celle des fondations superficielles.

Le descriptif des fondations superficielles est très succinct, car le coffrage et le ferrailage suffisent à justifier pleinement le comportement de la fondation lorsqu'on connaît la couche d'assise. Pour ce qui est des fondations profondes, les différentes couches rencontrées peuvent contenir des irrégularités (vides, poches d'air, roches) qui impliquent le changement d'outil de forage par exemple, ou l'utilisation de tubes, de telle sorte qu'on devra se constituer un dossier, une sorte d'historique de l'exécution de ces éléments de fondation profonde.

#### LE BETON DE FONDATION ET SON ADAPTATION AU SOL

Comme les fondations sont des éléments en béton, il est aussi important de connaître la prescription de ce matériau. A ce sujet, une nouvelle norme vient changer la donne et évite de décrire pendant des pages la composition du béton. Cette norme, la NF EN 206-1, définit entre autres la notion de béton à propriétés spécifiées (BPS) et permet en une ligne de prescrire un béton dont les propriétés et les caractéristiques atteignent un niveau de qualité optimal.

Le béton peut être soit construit dans une centrale sur le chantier, soit livré par des bennes de béton prêt à l'emploi. Il est, dans ce dernier cas, pratique de commander directement un BPS.

Le béton de fondation doit en outre pouvoir garantir une bonne résistance à des agressions, dont certaines sont listées ci-dessous :

- sels
- agressions chimiques
- carbonatation

Exemple de désignation de béton et commentaire:

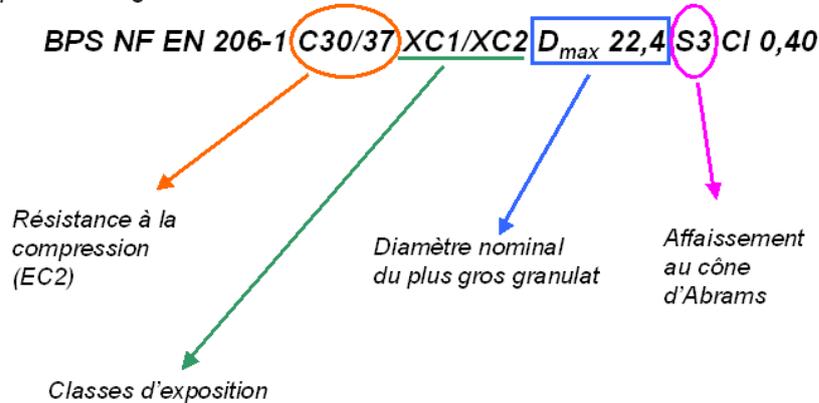


fig. n°6.1

Pour plus d'informations sur la prescription du béton et des ouvrages en béton, voir cours CSB – Conception des structures en béton, du même intervenant.

## Citer les hypothèses

### CONTEXTE REGLEMENTAIRE

Le contexte réglementaire devra être homogène ; ainsi, si on utilise par exemple le règlement EUROCODE 2 pour le béton armé, il faudra utiliser les règlements EUROCODE 1 pour les charges et EUROCODE 0 pour les généralités, ainsi que EUROCODE 7 pour les fondations...

Les cinq prochaines années constitueront une période de transition au cours de laquelle les anciens et les nouveaux règlements vont cohabiter, et les sources de confusion seront nombreuses (par exemple des valeurs caractéristiques de charges climatiques données n'auront pas la même période de retour dans les deux groupes de règlements, voir cours CSB Conception des structures en béton par le même intervenant pour plus de précisions).

Ainsi, l'utilisation des DTU 13.12, 13.2 ou encore du Fascicule 62 Titre V du CCTG devra s'effectuer avec les normes NF P 06-001 et NF P 06-004, les règles NV65, N84... et non pas avec les EUROCODES qui constituent entre eux un corpus homogène de textes.

### TAUX DE TRAVAIL RETENU ET MODE DE FONDATION

Le rapport d'analyse de sol commandé à un bureau d'études spécialisé en géotechnique devra être annexé au CCTP. Le CCTP devra y faire explicitement référence en définissant la couche d'assise (le bon sol), l'ancrage dans la couche d'assise, le taux de travail à ne pas dépasser...

Le parti de fondation préconisé est bien sûr explicitement décrit, et doit logiquement être conforme aux conclusions ou propositions du rapport d'analyse de sol.

## Documents attendus et procédure de validation

Le CCTP doit contenir, dans sa partie « Généralités », le contenu minimum du dossier d'études d'exécution. Pour les fondations en particulier, la descente de charges sur fondations et la note de calcul de dimensionnement de ces dernières est primordiale.

L'entrepreneur doit s'engager sur un planning détaillé d'exécution et de diffusion de documents (plans, notes de calcul, fiches techniques) prévoyant un délai d'examen suffisant pour le Maître d'œuvre et le Bureau de contrôle (ce qu'on appelle un « catalogue méthodique »). On peut aussi exiger un dossier d'études des interfaces entre lots (documents de synthèse).

On doit écrire explicitement la procédure de validation des plans par les acteurs concernés. La procédure peut faire l'objet d'un document postérieur plus précis que celle du CCTP et qui la complète ; cependant, il est important d'écrire dans le CCTP que l'accord de l'organisme chargé du contrôle technique non accompagné de celui du Maître d'œuvre n'est pas suffisant pour permettre à l'entreprise de réaliser les travaux (à savoir que toute exécution de travaux avant accord explicite du Maître d'œuvre et de l'organisme chargé du contrôle technique entraînerait la responsabilité de l'entrepreneur, et la démolition de l'ouvrage construit sans accord explicite, ce aux frais de l'entrepreneur).

## Extraits (Généralités : les hypothèses)

*Les hypothèses de calcul des fondations sont celles contenues dans le rapport de sol annexé au présent DCE. Le calcul proprement dit se fera en référence à [CITER LES REGLES RETENUES].*

*Pour la nature et la disposition des fondations, se reporter au plan [code du plan de fondation fourni au DCE]*

*L'entrepreneur devra, avant tout coulage de fondation:*

- *faire valider la note de calcul des fondations et les plans d'exécution par le MOE et le BCTRL*
- *Faire constater l'état du sol d'assise au MOE ainsi que la position réelle des éléments à exécuter, et obtenir l'accord du MOE et du BCTRL. L'accord du seul BCTRL n'est pas suffisant pour permettre à l'entreprise de réaliser le coulage des fondations.*

*Lors des travaux, l'entrepreneur est réputé prendre toutes les dispositions nécessaires pour éviter d'éventuelles interférences futures entre les fondations de bâtiments existants à proximité du site d'intervention, et les fondations du bâtiment à construire.*

*Lors d'éventuels forages, l'entrepreneur prendra toutes les dispositions nécessaires concernant les venues d'eau et la présence éventuelle de cavités et poches de dissolution ainsi que la rencontre de blocs de matériau dur (meulière, etc.).*

*Les travaux de fondations s'entendent toute sujétion relative à la nature du sol comprise (pompage d'eau, purges de sol de mauvaise qualité en cas de besoin, etc.).*

*Les terrassements nécessaires à l'exécution des fondations et des remblais seront réglés par un prix global et forfaitaire concernant (liste non limitative) :*

- *Décapage*
- *fouilles en pleine masse, en rigoles ou en trous*
- *remblais*
- *évacuation des déblais aux décharges publiques*

## Extraits (généralités sur les fondations profondes)

La prescription des fondations profondes est plus complexe que celle des éléments superficiels. De fait, une série d'informations et de demandes est mise en partie « Généralités » afin d'alléger la partie « Description des travaux ».

### Consistance des travaux

*Sont dus au titre des fondations profondes les travaux suivants, pour chacun des bâtiments :*

- *Installations spécifiques y compris les transports aller et retour, le montage en début de chantier, le démontage en fin de travail, et le nettoyage complet du chantier,*
- *Implantation, nivelage et piquetage des pieux,*
- *Forage des pieux y compris enlèvement des déblais aux décharges,*
- *Fourniture et mise en place des armatures,*
- *Fourniture et mise en œuvre du béton des pieux,*
- *Fonçage de tubes ou gaines métalliques, récupérables ou non, à la traversée des cavités et des sols sans cohésion,*
- *Fourniture et mise en place d'armatures en attente pour ancrage des longrines et semelles du bâtiment,*
- *Recépage ou dégarnissage des têtes de pieux pour un bon ancrage des longrines et semelles après les travaux de terrassement,*
- *Carottages ou essais pour vérification du taux de travail admissible,*
- *Utilisation éventuelle d'outils spécifiques (trépan ou couronne à diamants) à la traversée de roche justifiable de ces outils,*
- *Pompages éventuellement nécessaires.*

### Qualité des matériaux

- *En fonction de la classe d'environnement et de la classe d'exposition retenues pour les fondations profondes, l'entrepreneur proposera une classe de béton. Cette classe sera au minimum égale à C25/30.*
- *Tous les bétons sont élaborés dans une installation de fabrication de Béton Prêt à l'Emploi, conformément aux prescriptions de la norme NF EN 206-1. L'entrepreneur commande ces bétons par référence à cette norme.*
- *Les aciers d'armature des pieux seront haute adhérence et de limite élastique supérieure ou égale à 400 MPa. (500 conseillés)*

Lors de la confection des pieux, des documents de suivi d'exécution sont amenés à faire partie intégrante d'un dossier qui pourra servir :

- lors d'un sinistre ultérieur, pour en comprendre les origines
- lors de l'entretien maintenance du bâtiment
- lors de l'éventuel changement de destination du bâtiment
- lors de sa dépose.

## Documents spécifiques à établir par l'entrepreneur

### Documents à fournir avec la remise de l'offre

➤ La note technique adaptant les dispositions prévues au CCTP comprenant un descriptif complet des pieux (types, diamètre et longueur de pieux prévus avec leur nombre et leur disposition sur un plan, types d'armatures, nature des matériaux utilisés et mode opératoire de mise en œuvre).

### Documents à fournir en période de préparation

➤ La note de calcul, la descente des charges et la force portante de chaque pieu proposé,

➤ Le cahier des types d'armatures avec leur numéro d'identification.

➤ Le plan d'implantation des pieux indiquant pour chaque pieu :

- ✓ les coordonnées de son axe par rapport à 2 axes orthogonaux,
- ✓ la cote NGF du niveau théorique de recépage,
- ✓ la cote NGF de la pointe prévue par les études,
- ✓ les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre : efforts verticaux et horizontaux appliqués en tête des pieux,
- ✓ le diamètre, l'inclinaison et l'orientation du pieu,
- ✓ le numéro d'identification du type d'armatures.

### Documents à fournir en cours de chantier et fin de travaux

➤ Les fiches proposées à la signature du représentant du Maître d'œuvre au fur et à mesure de l'exécution, indiquent notamment pour chaque pieu :

- ✓ Le numéro d'identification du pieu relevé sur le plan d'implantation des pieux, son diamètre, son inclinaison,
- ✓ La date et l'heure de début et fin d'exécution,
- ✓ La longueur de pénétration dans le sol de la pointe du pieu,
- ✓ La profondeur de l'arase à partir de la plate-forme de travail,
- ✓ La quantité de béton utilisée et sa composition,
- ✓ La nature et la couleur de la couche d'arrêt des pieux,
- ✓ Les caractéristiques des outils de forage et de battage,
- ✓ La description des échantillons caractéristiques de chaque couche de sol traversée,
- ✓ Les incidents éventuels de forage ou de battage,

➤ Plan de récolement précisant l'implantation exacte des pieux exécutés (à présenter avant toute exécution des fondations sur pieux).

Il faut aussi indiquer dans le CCTP le fait que le Maître d'œuvre peut faire réaliser à tout moment des essais de contrôle.

### Essais de contrôle

- Ces essais ne sont à réaliser qu'en cas de difficultés d'exécution ou d'anomalies évidentes.
- Le Maître d'œuvre peut décider de réaliser à ses frais, des essais de contrôle comprenant :
  - ✓ Essais de fût destinés à s'assurer des qualités de continuité de fût ainsi que du bon contact sol-pieux (art. 10.31 du DTU 13.2),
  - ✓ Essais de portance : essais de chargement statique (art. 10.32 du DTU 13.2).
- Les essais seront conduits et présentés conformément à l'article 10.21 du DTU 13.2.
- Au cas où les résultats mettraient en évidence une anomalie, l'Entrepreneur devra en trouver la cause, y remédier et procéder à de nouveaux essais à ses frais.

## Extraits (description des travaux)

La partie « Description des travaux » doit être complète mais concise. Ainsi, les généralités ayant été énoncées, les éléments à décrire sont simples et sous la forme d'une liste. Notons que le mode de métré souhaité pour homogénéiser les offres et faciliter leur analyse y est indiqué.

### Éléments de fondation

#### ➤ SEMELLES

Fourniture et mise en œuvre de béton de propreté en fond de fouille sous semelle filante ou ponctuelle.

Mode de métré: par m<sup>2</sup> mis en place

Épaisseur: 0,05 m

Fourniture et mise en œuvre de béton armé pour réalisation de semelle filante ou ponctuelle, inclus toute sujétion de coffrage et dispositif de réservation pour réseaux traversants éventuels.

Mode de métré: par m<sup>3</sup> mis en place

Localisation: selon plans d'exécution approuvés par le MOE

#### ➤ PUIITS

Fourniture et mise en œuvre de gros béton en partie inférieure non armée de puits. Fourniture et mise en œuvre de béton armé en partie supérieure du puits.

Mode de métré: par m<sup>3</sup> mis en place

Localisation: selon plans d'exécution approuvés par le MOE

#### ➤ LONGRINES

Fourniture et mise en œuvre de béton armé pour réalisation de longrines. Inclus toute sujétion de passage de réseaux

Mode de métré: par mètre linéaire

Localisation: selon plans d'exécution approuvés par le MOE

Comme attendu, la description des éléments de fondations profondes sera un peu plus précise que celle des éléments superficiels, même si beaucoup de données ont été citées en partie « Généralités ».

#### ➤ PIEUX

Fourniture de matériaux nécessaires, mise en œuvre de **XX** pieux d'un diamètre théorique de **YY** du type « foré tubé » ancrés à une profondeur de **ZZ** m sous le niveau du terrain naturel..

Mise en place pour chaque pieu d'une cage d'armature circulaire sur toute la longueur en plus de la longueur nécessaire au recépage.

*L'emploi de tubes ou gaines, métalliques ou non métalliques, perdus ou récupérés, pourra être prévu pour le forage et le bétonnage à la traversée des cavités et des sols sans cohésion. Dans le cas où ces éléments seraient récupérés, leur extraction ne devra pas entraîner la chute de terre des parois dans le béton des pieux.*

Fourniture et mise en œuvre du béton des pieux. Création de massifs en tête de pieu. Liaison des massifs par un réseau de longrines en BA.

Mode de métré: par unité mise en place

Localisation: selon l'ensemble des documents d'étude et d'exécution cités chapitre

**TT**,  
approuvés par le MOE

## L'ECONOMIE

### Contexte économique du béton armé

Le béton armé est constitué de béton (mélange eau + ciment + granulats + divers additifs) et d'acier.

Le béton peut être élaboré in situ ou bien dans une centrale à béton qui se situe à une certaine distance du site du chantier.

Il y a des spécifications de performance pour le béton ainsi que pour l'acier d'armature, qui impliquent un certain nombre d'essais, ainsi que certaines procédures de contrôle par des organismes tiers. Ces essais et procédures sont normalisés, et dépendent donc du contexte réglementaire et de son évolution.

Le matériau béton a besoin d'être mis en œuvre par un certain nombre de personnes qualifiées, et dans un certain contexte de chantier avec ses propres difficultés et incertitudes (météo notamment).

Ces aspects permettent d'identifier les composantes qui entrent dans la constitution du prix d'un béton armé.

Le matériau béton fait l'objet depuis janvier 2005 d'une nouvelle norme, que nous avons présenté, la NF EN 206-1. Les exigences en termes d'essai et de procédures imposées par cette norme ont influé sur le coût au m<sup>3</sup> du béton des centrales de BPE (béton prêt à l'emploi). En moyenne, l'augmentation du matériau béton due à l'application de cette norme est de 3 à 5%, mais nous n'avons pas encore le recul nécessaire pour connaître l'impact économique réel de cette norme qui vient à peine d'entrer dans le cadre obligatoire.

Depuis 4 ans, le contexte géopolitique, avec la modernisation de pays tels la Chine et l'Inde, a entraîné une forte augmentation de la consommation mondiale d'acier. Les producteurs ont du mal à suivre, et la Chine a arrêté d'exporter. L'équilibre de l'offre et de la demande, qui est censé tout gérer et s'autoréguler, a été rompu. L'acier a fortement augmenté, son prix a doublé, et nul ne sait de quelle façon il va évoluer.

## Complexité du projet et contexte local

Selon que le béton est fabriqué sur site ou bien livré sur site par une usine BPE, des frais d'installation de centrale ou de transports sont à intégrer dans les ratios de coût.

Selon la finition désirée, la qualité du coffrage pour la mise en œuvre du béton doit être elle aussi intégrée dans les ratios.

Selon le degré de complexité du projet, le coût de la mise en œuvre peut augmenter sensiblement. Enfin, un contexte local peut inciter une entreprise à faire soit du dumping, en vendant à perte, soit une surenchère en vendant à profit.

Il est donc très difficile *a priori* de prédire le prix du béton armé. Cependant, on peut l'approcher avec une certaine marge de confiance, sous réserve d'avoir soi-même constitué des ratios en étant conscient de la variabilité des paramètres qui y sont reliés.

## Cas particulier des fondations

Une fondation est un dispositif destiné à reprendre une très grande partie des charges transitant dans et par la superstructure.

Une structure classique (ouvrage non exceptionnel) comporte de 80 à 120 kg d'acier par m<sup>3</sup>. Le poids volumique de l'acier est de 7850 daN/m<sup>3</sup>. On peut donc déduire que le volume d'acier par m<sup>3</sup> de béton mis en place varie de 1,02.10<sup>-1</sup> à 1,53.10<sup>-1</sup> m<sup>3</sup> d'acier pour 1 m<sup>3</sup> de béton mis en place. On prendra, dans la constitution d'un ratio de coût pour fondation, la valeur supérieure.

Selon les moyens mis en œuvre pour réaliser les fouilles préalables aux fondations, le ratio peut évoluer.

Aussi, selon les caractéristiques mécaniques et de durabilité du béton désiré (qui dépendent aussi de l'environnement au travers des classes d'exposition), le coût est impacté.

A chacun de se constituer une base de données des coûts de matériaux, observés lors d'appels d'offres, et de créer des ratios à partir de ces données. L'illustration suivante permet de voir comment on peut se constituer un ratio :

Semelle ponctuelle	
Base	2,4
Hauteur	0,55
Longueur	1,2
Volume	1,58
Coffrage	8
Étalement	0
Ferraillage	120
Béton	130
Acier (semelle)	570,24
Coffrage (semelle)	31,68
Béton (semelle)	205,92
Prix de la semelle	<b>807,84</b>
Prix au m <sup>3</sup>	<b>510</b>

fig. n°6.2 – Module de calcul pour estimation financière

Pour actualiser un prix réalisé à une certaine date, on utilisera la formule suivante:

$$P_b = P_a \times (1 + 0,035)^n$$

Cette formule prend pour base un tau d'inflation de 3,5% par an, si n est un nombre d'années écoulées entre les dates a et b. On peut affiner le calcul en prenant n=m/12, et on réalise alors une mise à jour au mois désiré.

## Données économiques du terrassement

Les terrassements sont compté de façon indépendante du poste « fondations » dans la décomposition du prix. Cependant, les terrassements sont très liés au parti de fondation : les fouilles en pleine masse vont se faire à une profondeur permettant un compromis entre le niveau du plancher le plus bas du bâtiment et le bon sol, tandis que les fouilles en rigoles et en trous vont aller jusqu'au bon sol pour atteindre le niveau d'assise des fondations. Les volumes de terrassement sont donc fortement liés au parti de fondation déterminé par le Maître d'œuvre.

On considèrera comme postes de dépense les postes suivants :

- Décapage terre végétale: compté au m<sup>2</sup>, faible variance de prix
- Fouilles en pleine masse: compté au m<sup>3</sup>, forte variance
- Fouilles en rigoles et en trous: compté au m<sup>3</sup>, assez forte variance
- Remblai: compté au m<sup>3</sup>, varie faiblement
- Blindage des fouilles; compté au ml, varie assez fortement
- Traitement des déblais: compté au m<sup>3</sup>, varie faiblement

Pour le poste « Installation de chantier », compter de 100 000 à 200 000 €HT pour un chantier de bâtiment de moyenne à forte importance, en fonction des techniques d'exécution à mettre en œuvre.

Les prix ci-dessous sont basés pour mai 2005, attention à la variance de certains postes :

<i>Décapage terre végétale</i>	€HT/m <sup>2</sup>	<b>2,45</b>
<i>Fouilles en pleine masse</i>	€HT/m <sup>3</sup>	<b>9</b>
<i>Fouilles en rigoles et en trous</i>	€HT/m <sup>3</sup>	<b>44</b>
<i>Remblai</i>	€HT/m <sup>3</sup>	<b>15</b>
<i>Blindage des fouilles</i>	€HT/ml	<b>190</b>
<i>Traitement des déblais</i>	€HT/m <sup>3</sup>	<b>13</b>

*fig. n°6.3*

On prendra soin d'identifier certains postes de dépense comme par exemple l'installation d'une centrale à béton, la menée d'un matériel spécifique dans le cas de fondations profondes ou de renforcement du sol, voire l'utilisation d'un brise roche hydraulique (BRH) qui peuvent changer assez fortement les ratios...

# Données économiques pour la commande d'essais pressiométriques

Sont représentés ci-après l'extrait de la commande d'une mission G0+G12 à un bureau spécialisé en géotechnique, avec la réponse financière de 4 entreprises sur chacun des postes de dépense. Ceci permet de constituer une base de données permettant de réaliser l'estimation financière prévisionnelle d'une telle prestation et ainsi faciliter la demande de crédits d'études... Est aussi présenté le rapport succinct d'analyse des offres.

## Cahier des Clauses Techniques

### 1 - OBJET DU MARCHÉ – DISPOSITIONS GÉNÉRALES

Le présent Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP) a pour objet de définir l'ensemble des prestations nécessaires à la réalisation des *études géotechniques* dans l'emprise d'un terrain sur lequel seront construits deux bâtiments et de la voirie pour l'activité et l'hébergement des **XXXXX**. Le but des études est de fournir au maître d'ouvrage les valeurs de taux de travail admissible du sol existant, en vue du dimensionnement des fondations.

### 2 - DEFINITION DE LA ZONE A ETUDIER

Le terrain sur lequel seront réalisées les études de sols se situe dans la zone **AAAA** de l'aéroport de **BBBBB**, à l'adresse suivante : **ADRESSE**. Il s'agit d'un terrain plat, de forme rectangulaire et non construit. Il est recouvert d'une végétation de type « herbe » permettant une circulation facile des véhicules et des personnes.

Dans le cadre de l'opération de reconstruction de la **XXXXX**, il est envisagé de construire deux bâtiments sur ce terrain:

- ✓ 1 bâtiment R+2 pour la zone vie (hébergement, espace loisirs), d'une surface au sol de 1 080 m<sup>2</sup>.
- ✓ 1 bâtiment R+2 pour la zone opérationnelle (Bureaux, foyer), d'une surface au sol de 530 m<sup>2</sup>.

### 3 - SPECIFICATIONS TECHNIQUES GÉNÉRALES

#### **3.1 - Responsabilités et obligations du titulaire**

Le présent CCT a pour but de renseigner sur la nature et l'importance des prestations à réaliser. Le titulaire considérera comme inclus dans le prix du marché, sans exception ni réserve, toutes les prestations de sa profession indispensables au parfait achèvement de sa mission suivant les règles de l'art.

#### **3.2 - Réglementation**

En dehors des stipulations du présent CCTP, les prestations du présent marché seront réalisées conformément aux pièces écrites, aux textes et règlements en vigueur et à leurs mises à jour au mois d'établissement des prix.

Selon la norme NF P94-500 «Missions Géotechniques », la mission est de type :

- ✓ **G0** pour l'exécution des sondages, essais et mesures ;
- ✓ **G12** (phases 1 et 2) pour les prestations de l'étude de faisabilité des ouvrages géotechniques.

### 3.3 - Implantations des essais à réaliser

Les sondages et des essais, tel qu'ils sont définis au paragraphe 3.4, devront être réalisés en respectant l'implantation définie sur le plan joint au présent CCT.

### 3.4 - Teneur des essais à réaliser

Dans le cadre de la mission qui lui est confiée le titulaire aura à sa charge la réalisation des prestations suivantes :

- ✓ 4 sondages de reconnaissance de diamètre 63 mm, descendus jusqu'à 21m de profondeur, qui seront commencés en carottage-battage jusqu'au refus à la pénétration dynamique, puis prolongés en perforation contrôlée (destructif ou tarière). Chaque sondage sera suivi par une série d'essais pressiométriques (20 mesures).  
Ils préciseront la position (côte NGF) et la nature des différentes couches. Les sondages seront repérés en tête par côte NGF.
- ✓ 2 fouilles (0,5 x 0,5 x 1,0m de profondeur) avec prélèvement d'échantillons (sous l'épaisseur de terre végétale) pour des essais en laboratoire :
  - identification visuelle
  - granulométrie, teneur en eau
  - proctor modifié
  - limites d'Atterberg, indice de plasticité
  - essai au bleu
  - indice portant immédiat
  - classification de l'échantillon
- ✓ 1 mesure piézométrique pour la détermination des conditions hydriques du sol.

### 3.5 - Rapport à remettre au Maître d'ouvrage

A l'issue de son intervention, le titulaire remettra au maître d'ouvrage son rapport d'études (en 3 exemplaires couleurs) qui comprendra notamment :

- ✓ le plan d'implantation des sondages et essais réalisés ;
- ✓ une note explicative des caractéristiques géologiques générales du sous-sol ;
- ✓ les coupes, les données recueillies et les résultats pressiométriques sous forme de graphes et de tableaux (voir exemple joint au présent CCT) ;
- ✓ des indications hydrogéologiques, notamment la position de la nappe phréatique ;
- ✓ les interprétations et conclusions concernant, le niveau et le taux de travail admissible pour les fondations, ainsi que le type de fondations recommandé. Ces données serviront de paramètres de calcul pour le dimensionnement des fondations et de la chaussée de parking située dans la zone des deux fouilles.

Pour ce qui est de l'ouverture et de l'analyse des offres des entreprises ayant répondu à cette demande de prestation, on fournit un rapport d'analyse qui comporte en annexes :

- les offres des concurrents
- le PV d'ouverture
- le tableau comparatif des offres

Parmi ces annexes, seul ce dernier élément est présenté dans ce cours, ci-après :

## I. Objet de la consultation

---

Les travaux envisagés dans le cadre de l'opération de reconstruction de XXXX sur le site de la zone AAAA, nécessitent la réalisation d'une mission d'études de sols afin de fournir au maître d'ouvrage les valeurs de taux de travail admissible du sol existant, en vue du dimensionnement des fondations des futurs bâtiments.

## II. Mode de passation

---

Le montant estimé des prestations étant inférieur à 90 000,00 € HT, le présent marché est passé selon la procédure adaptée, en application de l'article 28 du code des marchés publics.

## III. Procédure de consultation et délai :

---

Par annonce n°05-035 publiée le 02/02/2005 par le SSBAIF, sur le site Internet SAOMAP du ministère de l'Équipement, les sociétés ont été invitées à faire acte de candidature pour la mission d'études de sols relative à l'affaire citée dans le paragraphe I précédent. La date limite de réception des candidatures était fixée au 17/02/2005.

Les sept sociétés suivantes ont présenté leur candidature :

- |        |        |        |        |
|--------|--------|--------|--------|
| - ENT1 | - ENT2 | - ENT3 | - ENT4 |
| - ENT5 | - ENT6 | - ENT7 |        |

Les 7 sociétés ont été consultées par courrier en date du 29/03/2005.

La date limite de réception des offres était fixée au **14 avril 2005 à 12 h 00**.

Par télécopie du 06/04/2005, il a été demandé aux sociétés de prendre en compte les modifications suivantes pour l'établissement de leur offre : prévoir la réalisation d'une Déclaration d'Intention de Commencement des Travaux (DICT) et augmentation du délai d'exécution de 2 semaines, passant ainsi de 1 mois à 6 semaines.

Afin de prendre en compte ces modifications, la date limite de réception des offres a été repoussée au **18 avril 2005 à 12 h 00**.

## IV. Offres reçues

---

Sur les 7 sociétés consultées, une (ENT7) a adressé une lettre d'excuse et 4 ont remis une offre.

### Offre de ENT1:

- le marché est complété, paraphé et signé,
- le CCTP est paraphé,
- la DPGF a été fournie. Elle présente une erreur de calcul de 1 000, 00 € par excès au niveau du TOTAL HT. Cette erreur se reporte au niveau du marché.
- le tableau non contractuel destiné au jugement des offres a été fourni. Il présente la même erreur que dans la DPGF.
- l'attestation sur l'honneur a été fournie,
- l'attestation d'assurance a été fournie.

### Offre de ENT2 :

- le marché est complété, paraphé et signé,
- le CCTP est accepté par attestation,
- la DPGF a été fournie et ne présente pas d'erreur de calcul,
- le tableau non contractuel destiné au jugement des offres a été fourni. Il présente une erreur de calcul au niveau du prix n°3. Cette erreur est sans conséquence sur le marché.
- l'attestation sur l'honneur a été fournie,
- l'attestation d'assurance a été fournie.

Offre de ENT3 :

- le marché est complété, paraphé et signé,
- aucun document relatif au CCTP n'a été remis,
- la DPGF a été fournie et ne présente pas d'erreur de calcul,
- le tableau non contractuel destiné au jugement des offres a été fourni, et ne présente pas d'erreur de calcul,
- l'attestation sur l'honneur a été fournie,
- l'attestation d'assurance a été fournie.

Offre de ENT4 :

- le marché est complété, paraphé mais pas signé,
- le CCTP est accepté par attestation,
- la DPGF a été fournie et ne présente pas d'erreur de calcul.
- le tableau non contractuel destiné au jugement des offres a été fourni et ne présente pas d'erreur de calcul, toutefois le linéaire de sondage a été modifié par rapport au marché (80 ml au lieu de 84 ml).
- l'attestation sur l'honneur a été fournie,
- l'attestation d'assurance n'a pas été fournie.

**V. Analyse des offres**

Les offres sont jugées sur le prix des prestations, en s'assurant toutefois que les prestations annoncées par les soumissionnaires, correspondent à ce qui est attendu d'eux.

Voir le tableau comparatif des prix des prestations en **annexe I**.

L'offre de la société ENT1 présentant une erreur de calcul de 1 000, 00 € par excès au niveau du montant total HT du marché, l'offre la moins élevée est celle présentée par la société ENT2. Les prestations proposées par cette société sont strictement conformes au cahier des charges. Par conséquent, l'offre remise par ENT2 est économiquement la plus avantageuse.

**VI. Conclusion**

En conclusion, il est proposé d'attribuer le marché à **ENT2**, qui a présenté l'offre économiquement la plus avantageuse, pour un montant de **14 328, 08 EUROS TTC**.

Présenté par le Chargé d'Opérations

Visé par le Chef de la Subdivision

SSSSSSSSS

JJJJJJJJJ

Désignation	Unité	Qté	ENTREP. 1		ENTREP. 2		ENTREP. 3		ENTREP. 4	
			Prix Unit. H.T. en €	Total H.T. en €	Prix Unit. H.T. en €	Total H.T. en €	Prix Unit. H.T. en €	Total H.T. en €	Prix Unit. H.T. en €	Total H.T. en €
Amenée et repli du matériel de sondage	Pt	1	732,00	<b>732,00</b>	680,00	<b>680,00</b>	850,00	<b>850,00</b>	660,00	<b>660,00</b>
Mise en station sur chaque point de sondage	U	4	78,00	<b>312,00</b>	60,00	<b>240,00</b>	130,00	<b>520,00</b>	112,00	<b>448,00</b>
Sondages géotechniques 4 x 21 ml	ml	84	36,00	<b>3 024,00</b>	49,72	<b>4 176,00</b>	47,50	<b>3 990,00</b>	42,00	<b>3 528,00</b>
Fouilles et essais en laboratoire	U	2	750,00	<b>1 500,00</b>	675,00	<b>1 350,00</b>	1 160,00	<b>2 320,00</b>	1 158,00	<b>2 316,00</b>
Mesure piézométrique pour détermination des conditions hydriques du sol	U	1	230,00	<b>230,00</b>	274,00	<b>274,00</b>	220,00	<b>220,00</b>	575,00	<b>575,00</b>
Essais pressiométriques, soit 4 x 20 essais	essai	80	47,00	<b>3 760,00</b>	54,00	<b>4 320,00</b>	48,00	<b>3 840,00</b>	45,00	<b>3 600,00</b>
Rapport de synthèse (missions G0/G12)	Pt	1	1 200,00	<b>1 200,00</b>	760,00	<b>760,00</b>	2 500,00	<b>2 500,00</b>	950,00	<b>950,00</b>
DICT	Pt	1	500,00	<b>500,00</b>	180,00	<b>180,00</b>	Compris dans "amenée et repli du matériel de sondage"		1 150,00	<b>1 150,00</b>
<b>TOTAL HT</b>				<b>12 258,00</b>		<b>11 980,00</b>		<b>14 240,00</b>		<b>13 227,00</b>
<b>TVA 19,6 %</b>				<b>2 402,57</b>		<b>2 348,08</b>		<b>2 791,04</b>		<b>2 592,49</b>
<b>TOTAL TTC</b>				<b>14 660,57</b>		<b>14 328,08</b>		<b>17 031,04</b>		<b>15 819,49</b>

## TEMPS UNITAIRES DE MISE EN ŒUVRE

Les données ci-dessous permettent de déterminer la durée des postes « terrassements – fondations », afin de pouvoir être en mesure de vérifier un calendrier prévisionnel de travaux proposé par une entreprise dans son offre.

### Fouilles et remblais

▪ Fouilles à la main	2,50 h/m <sup>3</sup>
▪ Fouilles en rigoles en sous-œuvre	1,40 h/m <sup>3</sup>
▪ Fouilles à la pelle mécanique	1,00 h/m <sup>3</sup>
▪ Remblai extérieur au bâtiment	1,20 h/m <sup>3</sup>
▪ Remblai intérieur au bâtiment	2,50 h/m <sup>3</sup>
▪ Réglage des fonds de fouille	0,50 h/m <sup>2</sup>
▪ Blindage jointif	1,30 h/m <sup>3</sup>
▪ Blindage non jointif	0,90 h/m <sup>2</sup>
▪ Puisard pour pompe de relevage	6,00 h/unité

### Démolitions

▪ Maçonnerie dans les fouilles	6,80 h/m <sup>3</sup>
▪ Recépage des têtes de pieux battus	6,80 h/unité
▪ Recépage des têtes de pieux autres que battus	2,80 h/unité

### Fondations

▪ Armatures pour fondations	0,045 h/kg
▪ Armatures pour radier	0,020 h/kg
▪ Béton de propreté (BPE)	2,250 h/m <sup>3</sup>
▪ Béton de propreté (centrale)	2,800 h/m <sup>3</sup>
▪ Béton de propreté	0,300 h/m <sup>2</sup>
▪ Gros béton de fondation (BPE)	1,000 h/m <sup>3</sup>
▪ Gros béton de fondation (centrale)	1,700 h/m <sup>3</sup>
▪ Béton coulé à pleine fouille	1,300 h/m <sup>3</sup>
▪ Béton pour massif	1,000 h/m <sup>3</sup>
▪ Coffrage rives de radier	1,000 h/m <sup>2</sup>
▪ Béton pour radier (BPE)	1,000 h/m <sup>3</sup>
▪ Béton pour radier (centrale)	1,600 h/m <sup>3</sup>
▪ Béton pour dallage	2,200 h/m <sup>3</sup>
▪ Coffrage de semelles et longrines	1,000 h/m <sup>2</sup>
▪ Béton semelle filante et isolée	1,400 h/m <sup>3</sup>
▪ Béton pour semelles et longrines (BPE)	1,500 h/m <sup>3</sup>
▪ Béton pour semelles et longrines (centrale)	2,000 h/m <sup>3</sup>

# 7 – Séismes, sols et fondations

## UN PEU DE PHYSIQUE DU GLOBE

Ce sol nous paraît immobile et stable, et cependant... La Terre est vivante. Les continents s'éloignent ou se rapprochent, dans des échelles de temps géologiques, mais le mouvement est réel. Pour comprendre ce mouvement, voici fig. 7.1 une illustration en coupe de la Terre. La Terre est assimilable à une sphère de 6371 km de diamètre. La couche extérieure rigide du globe est appelée lithosphère. On peut remarquer que sur cette couche, l'eau est retenue donc atteint une couche imperméable. En partie supérieure, l'atmosphère participe à la dégradation de la roche mère qui donne les couches de sol superficielles dans lesquelles nous ancrons nos bâtiments.

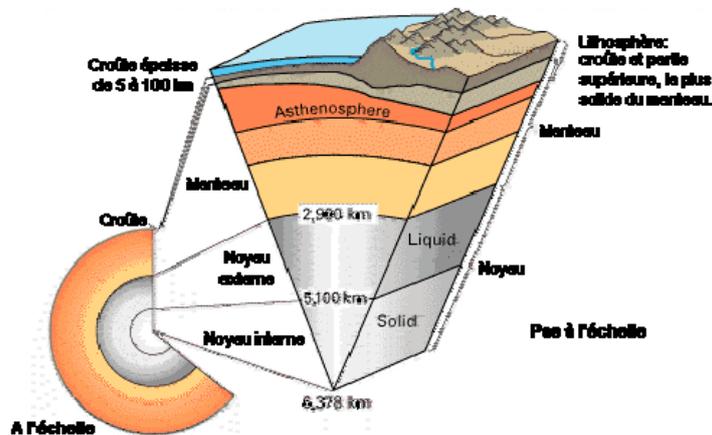


fig. n°7.1- Les couches du globe terrestre

Cependant, la lithosphère est constituée d'une série de plaques indéformables, d'épaisseur variant de 70 à 150 km (donc très fines comparativement aux dimensions géosphériques) et flottant sur un milieu magmatique à viscosité fluide appelé asthénosphère. Cette couche fait partie du manteau terrestre.

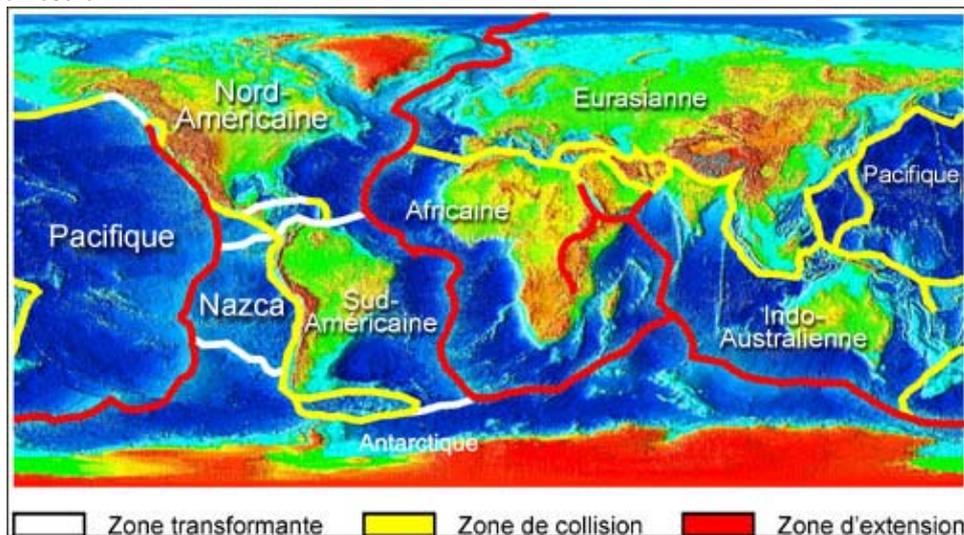


fig. n°7.2- Les plaques sur le globe

Ces plaques en mouvement peuvent se rapprocher par endroits, ou bien s'éloigner (voir fig. 7.2 et 7.3). L'éloignement est accompagné de remontées de magma (création des fosses océaniques). Lorsque deux plaques continentales s'affrontent, il y a une création de massif montagneux. Lorsque deux plaques de nature différente se rapprochent, il y a glissement de la plaque océanique sous la plaque continentale (subduction).

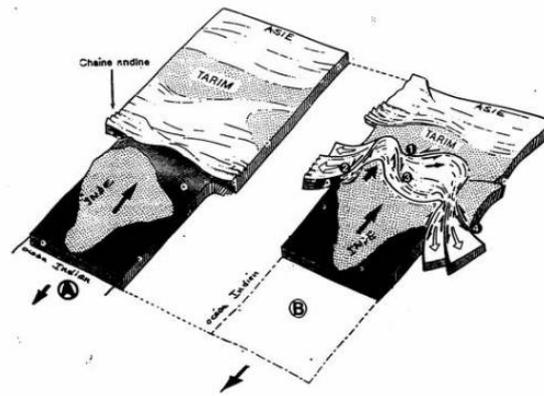


fig. n°7.3- Subduction de la plaque indienne avec la plaque eurasiennne ayant mené à la création de l'Himalaya

Ces mouvements de plaques créent des tensions dans la matière, et ces tensions se libèrent parfois brutalement par la rupture d'un massif rocheux. Cette rupture a toujours lieu en profondeur.

La rupture dégage une quantité d'énergie, dont une partie (la plus importante) est dissipée sous forme de chaleur. Cependant, une autre partie est transmise au milieu environnant sous la forme d'ondes. C'est le séisme.

## PRINCIPALES NOTIONS CARACTERISANT UN SEISME

La partie de ce cours parlant des séismes n'étant pas un cours de sismologie, elle sera succincte, mais voici ce qu'on peut retenir des principales notions à connaître.

Le **foyer** du séisme est la localisation profonde du lieu de la rupture. Il est aligné avec l'**épïcéntré** (en surface) et le centre de la terre (voir fig. 7.5 et 7.7).

La rupture dégage une quantité d'énergie, qu'on peut mesurer avec des appareils adaptés. Ainsi, on déduit une grandeur intrinsèque caractéristique du séisme, appelée **magnitudo**. L'échelle la plus connue de magnitude est l'échelle de Richter. La magnitude peut être négative ou positive et est directement reliée à l'énergie déagée. Ainsi, une magnitude de  $-2$  correspond à l'énergie déagée par la chute d'une brique de 1 m de hauteur, tandis qu'une magnitude de 5 correspond à l'énergie déagée par l'explosion nucléaire qui détruit la ville de Hiroshima (voir fig. 7.4).

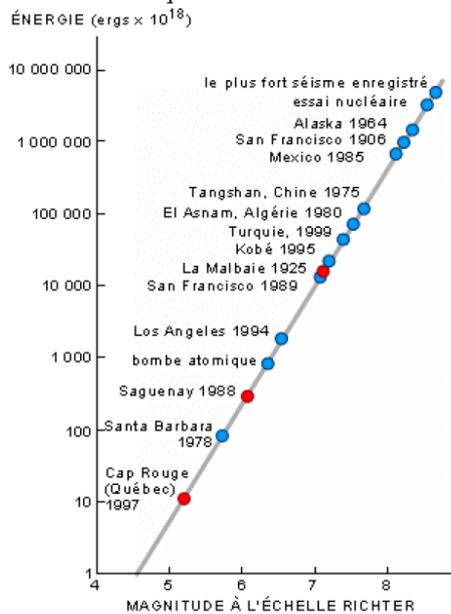


fig. n°7.4- Rapport entre l'énergie déagée et la magnitude d'un séisme sur l'échelle de Richter

L'intensité macrosismique ne doit pas être confondue avec la magnitude. L'intensité est déduite de l'observation des dégâts, et varie en fonction de la distance à l'épicentre (voir fig. 7.5).

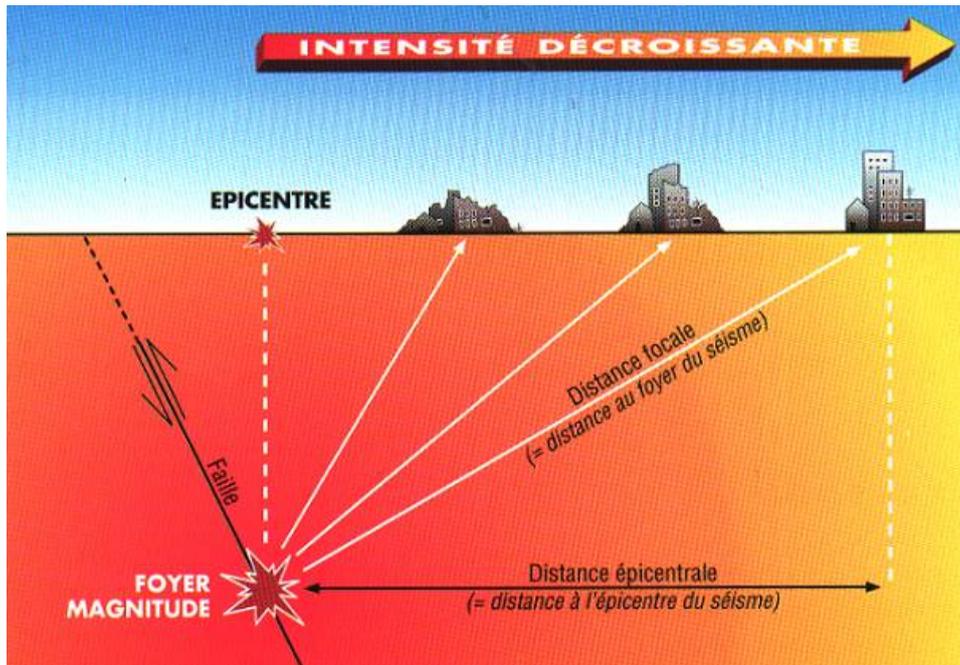


fig. n°7.5- Intensité et magnitude : deux concepts à ne pas confondre

Sur le tableau de la fig. 7.6, un dimensionnement parasismique est nécessaire quand le lieu d'implantation du projet est susceptible d'être le théâtre d'un séisme d'intensité macrosismique VII à X. Pour les intensités supérieures, des dégâts importants sont à attendre même pour les bâtiments conçus de façon parasismique.

INTENSITÉ	EFFETS MACROSISMIQUES			
	MAISONS EN PISÉ, BRIQUES CRUES OU EN PIERRE NON TAILLÉE	CONSTRUCTIONS EN BRIQUES, BLOCS DE BÉTON, PIERRE TAILLÉE OU CONSTRUCTIONS MIXTES MACONNERIE / BOIS	CONSTRUCTIONS ARMÉES ET CONSTRUCTIONS DE QUALITÉ EN BOIS	EXTÉRIEUR
I	secousse non perçue par l'homme			
II	secousse à peine perceptible, ressentie par peu de personnes, généralement aux étages			secousse non ressentie
III	secousse faible, ressentie par quelques personnes; léger balancement des objets suspendus			secousse ressentie en cas de circonstances favorables
IV	secousse largement ressentie; vibrations des portes et des fenêtres; craquements des planchers et des murs; secousses du mobilier			secousse ressentie par quelques personnes
V	réveil des dormeurs; agitation des animaux; chute de tableaux et renversement d'objets; projection des liquides			secousse ressentie par de nombreuses personnes; modification du débit de certaines sources
VI	fissuration de murs; chute de tuiles et de parties de cheminées	fissuration des plâtres; chute de petits débris	frayer; bris de verres et d'assiettes; déplacement de mobilier lourd	crevasses de l'ordre du centimètre dans les sols détrempés; glissement de terrain en montagne; changements du débit de sources et du niveau des puits
VII	brèches dans les murs; effondrements partiels; destruction de remplissages et de cloisons	fissuration de murs; chute de tuiles et de parties de cheminées	fissuration des plâtres; chute de petits débris	difficulté à rester debout; éboulement partiel de talus de sable ou de gravier; vagues sur l'eau; tarissement des sources
VIII	effondrement partiel ou total	brèches dans les murs; effondrements partiels; destruction de remplissages et de cloisons	fissuration des murs; chute de cheminées; renversement de mobilier lourd	déplacement des monuments; crevasses de plusieurs centimètres de largeur dans les sols; petits glissements de terrain; formation de nouvelles retenues d'eau
IX	effondrement total	effondrement partiel ou total	brèches dans les murs; effondrements partiels; destruction de remplissages et de cloisons	les crevasses atteignent 10 cm de largeur; chute de monuments et de rochers; nombreux glissements de terrain
X	effondrement total		effondrement partiel ou quelquefois total	les crevasses peuvent atteindre 1 m de largeur; éboulement des pentes raides; glissements de berges; dommages sévères aux ponts
XI	effondrement total		effondrement quasi total	destruction des ponts, barrages, lignes de chemins de fer, routes et canalisations; terrain considérablement déformé
XII	effondrement total			la topographie est bouleversée

fig. n°7.6- Intensité macrosismique et effets macrosismiques

Les ondes qui sont issues de la rupture se déplacent d'abord en volume (ondes P et S) puis ensuite interviennent en surface (ondes R et L).

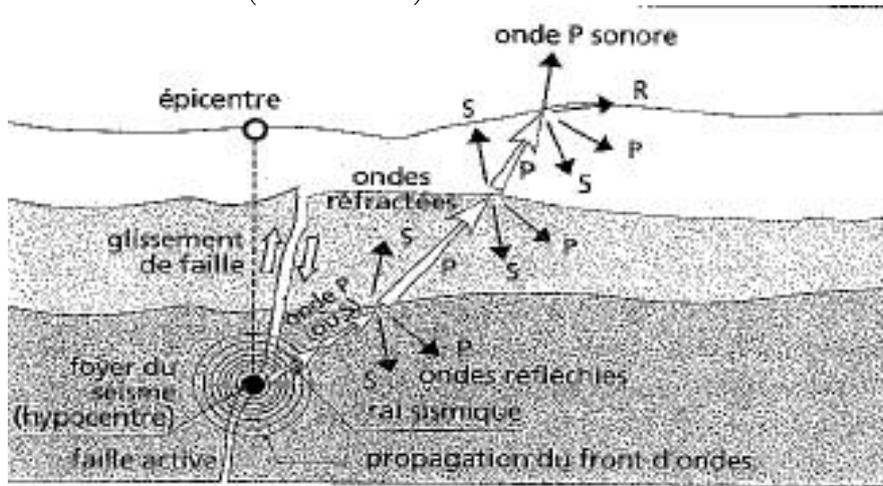


fig. n°7.7- Propagation des ondes dans le sol (extrait biblio)

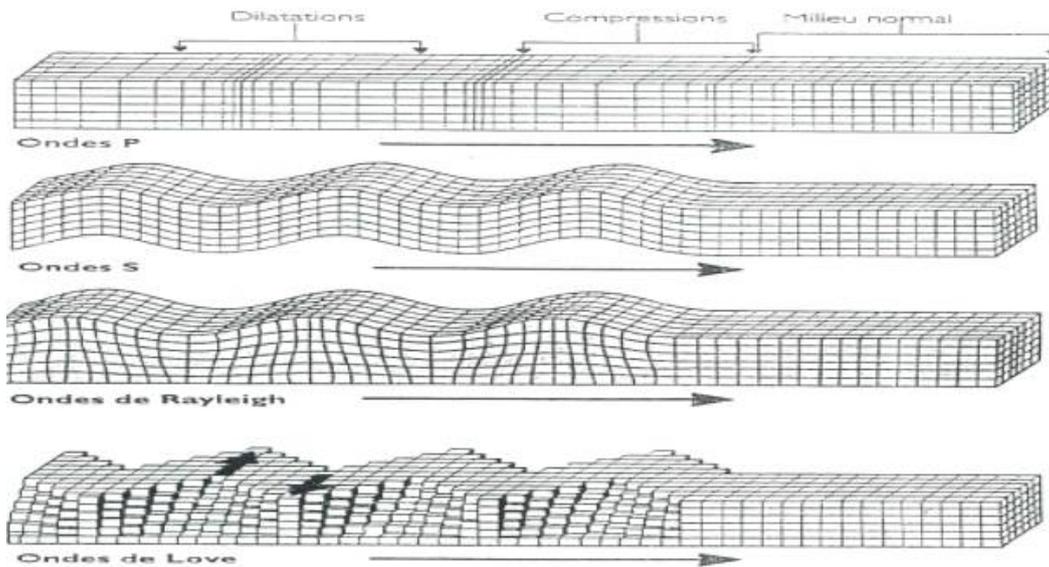


fig. n°7.8- Schématisation des effets des ondes P, S, R et L

On peut lire ces ondes sur un sismogramme réalisé à l'aide d'un sismographe (voir fig7.9). La magnitude peut aussi être déterminée grâce à un sismogramme (voir fig. 7.10).

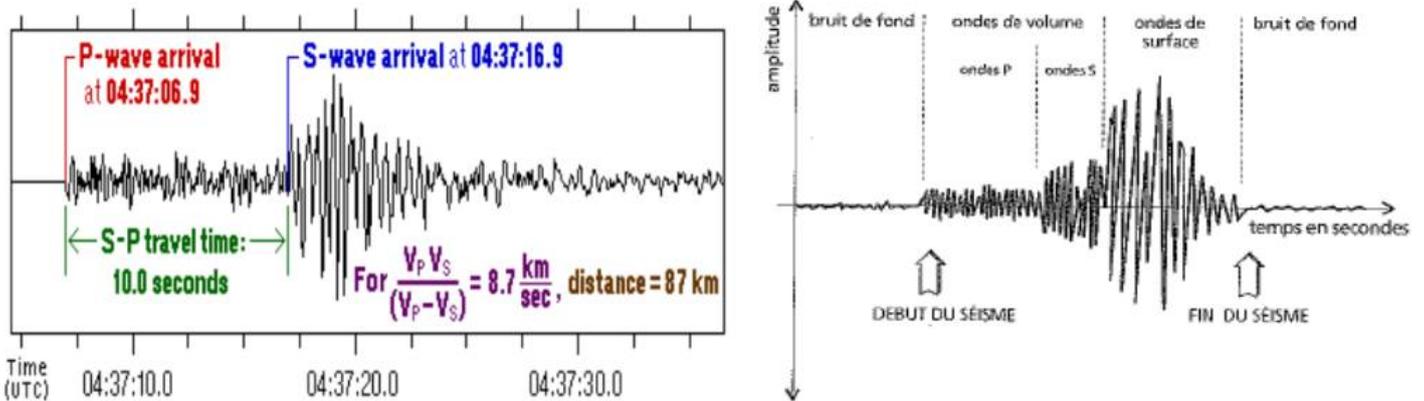


fig. n°7.9- Deux exemples de sismogrammes

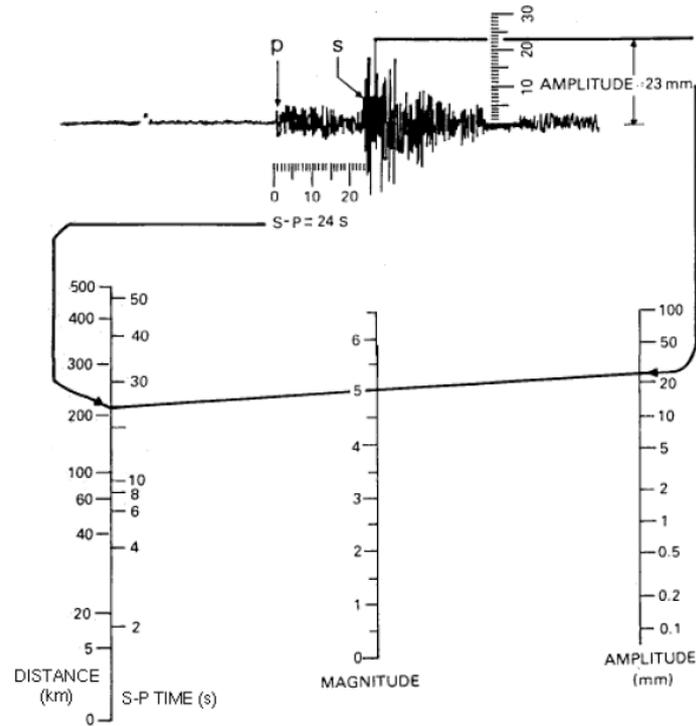


fig. n°7.10- Détermination de la magnitude à partir d'un sismogramme

On peut ensuite, grâce à 3 sismographes, déterminer le foyer et l'épicentre (fig. 7.11).



fig. n°7.11- Détermination de l'épicentre à partir de 3 sismographes

## EVALUATION DU RISQUE SISMIQUE

Il est important de connaître la sismicité d'un site.

Cette sismicité fait appel à des méthodes de recherche (historiques, paléontologiques, mesures réelles...).

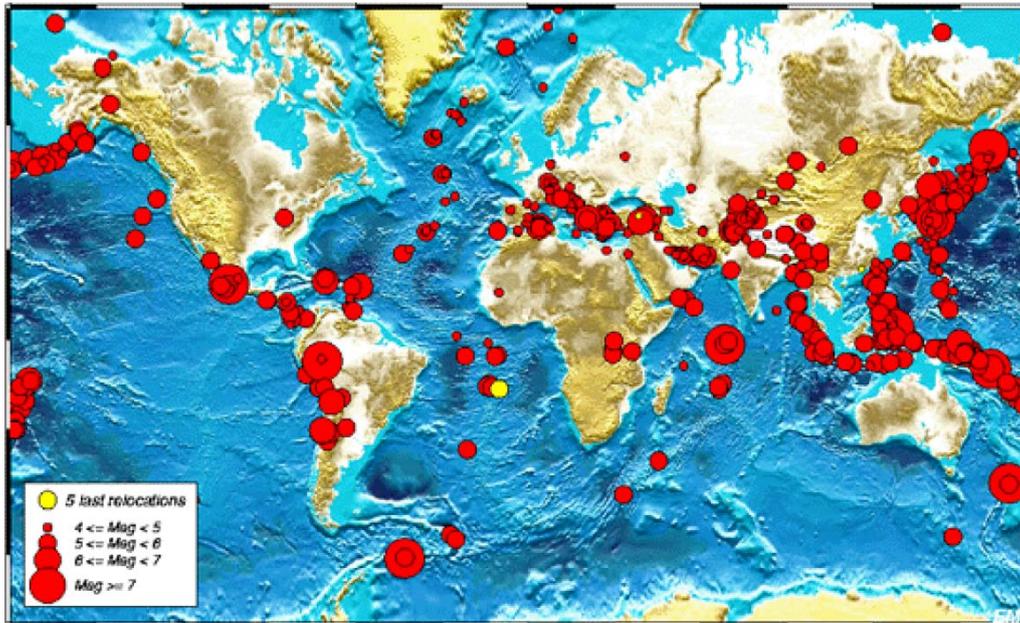


fig. n°7.12– Répartition des séismes sur le globe terrestre

**Sismicité historique de la France.** Carte des épicentres des séismes les mieux connus (1300-2003) figurant dans la banque de données SisFrance. [www.sisfrance.net](http://www.sisfrance.net)

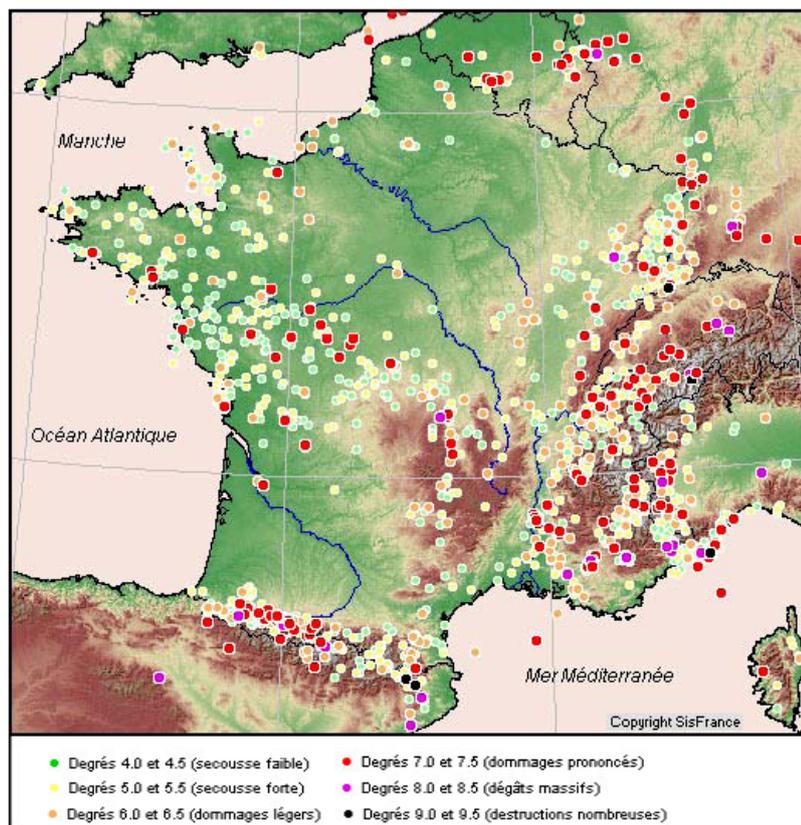


fig. n°7.13– Répartition des séismes en France

La carte du zonage sismique de la France est en cours de révision.

Avant le stade esquisse, en zone sismique il convient de s'assurer de l'opportunité d'implantation d'un bâtiment sur un site. En fonction de l'importance stratégique du bâtiment, on devra aussi s'intéresser aux voiries et réseaux de desserte du bâtiment (un hôpital est un équipement important pour la protection civile et ses dessertes doivent aussi résister aux séismes majeurs...). Aussi, certains bâtiments stratégiques disposent de règles spécifiques de dimensionnement au séisme (centrales nucléaires, certains bâtiments militaires...).

## ETUDE D'ALEA SISMIQUE LOCAL

Selon l'importance stratégique du bâtiment à protéger contre les effets d'un séisme, il est parfois nécessaire de commander à un bureau spécialisé une étude d'aléa sismique local.

Cette étude s'intéresse à la sismicité historique et instrumentale d'un site, afin de déterminer des paramètres relatifs à un « séisme de dimensionnement ». La sismicité historique est disponible en consultant le fichier SIRENE. Du fait des méthodes d'investigation (historiques), le séisme est daté de façon plus ou moins approximative, parfois avec certitude. Comme ce sont les dégâts qu'on évalue en fonction des traces ou des textes de l'époque, une estimation de l'intensité macrosismique est possible. Cependant, aucune donnée de magnitude n'est possible pour des séismes qui se sont produits avant la couverture instrumentale du territoire.

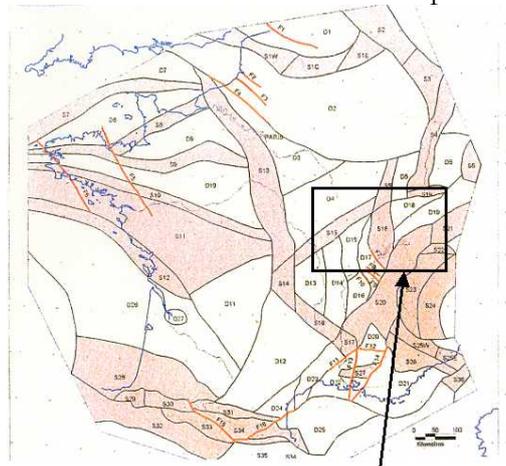
La sismicité instrumentale est disponible en consultant le fichier RENASS. Dans ce cas, les magnitudes sont données.

Dans le cas des bâtiments classiques relevant des règlements traditionnels, en fonction de cartes données dans les règlements classiques (PS92 et EC8), on pourra déterminer une accélération nominale et un spectre de réponse, sans aller plus avant dans l'étude d'aléa.

Dans le cas de certaines installations stratégiques, des règlements spécifiques se substituent aux règles parasismiques communes. Ces règlements imposent au concepteur de déterminer ce qu'on nomme le SMHV (séisme maximum historiquement vraisemblable) et le SMS (séisme majoré de sécurité). Une fois ces séismes définis, on peut calculer un spectre de réponse du projet à partir de lois d'atténuation appropriées. Ce sont ces règlements qui sont utilisés par EDF, notamment, pour le dimensionnement des structures des centrales nucléaires.

La philosophie de la démarche est la suivante : on suppose que des séismes analogues aux séismes historiquement connus sont susceptibles de se produire dans le futur avec une position d'épicentre qui soit la plus pénalisante quant à ses effets sur le site, tout en restant compatible avec les données géologiques et géotechniques.

On délimite alors des zones (ou provinces sismotectoniques) présentant des caractéristiques géologiques, tectoniques, et sismiques homogènes. Voici ci-dessous un zonage sismotectonique de la France. La zone d'étude est encadrée et met en évidence plusieurs provinces.



Zone objet de l'étude d'aléa

fig. n°7.14- Un zonage macrosismique de la France

On procède ensuite à un recensement historique et instrumental de la sismicité autour du site, pour être certain que tous les séismes susceptibles d'affecter le site ont bien été recensés. Voici fig. 7.15 et 7.16 des extraits de fichiers SIRENE et RENASS.

Date	Heure	Choc	Localisation épicentrale	Région ou pays de l'épicentre	Intensité épicentrale
18 Septembre 1937	à 15 h 12 min 20 sec		PLATEAU DE HAUTE-SAONE (VESOUL)	FRANCHE-COMTE	4,5
16 Septembre 1937	à 22 h		AVANT-PAYS JURASSIEN (MONTBOZON)	FRANCHE-COMTE	4
28 Novembre 1911	à 22 h 17 min		AVANT-PAYS JURASSIEN (ECHENOZ-LE-SEC D)	FRANCHE-COMTE	4
20 Septembre 1905	vers 5 h 30 min		PLATEAU DE HAUTE-SAONE (VESOUL)	FRANCHE-COMTE	4
20 Septembre 1905	à 3 h 26 min		VOSGES COMTOISES (MIELLIN)	FRANCHE-COMTE	4
1 Juillet 1893	à 16 h 39 min		PLATEAU DE HAUTE-SAONE (COMBEAUFONTAINE)	FRANCHE-COMTE	5
31 Octobre 1780	vers 4 h	R	PLATEAU DE HAUTE-SAONE (VESOUL)	FRANCHE-COMTE	5
31 Octobre 1780	entre 3 h 15 min et 3 h 30 min		PLATEAU DE HAUTE-SAONE (VESOUL)	FRANCHE-COMTE	5
18 Janvier 1757	à 5 h 52 min		VOSGES COMTOISES (PLANCHER-LES-MINES)	FRANCHE-COMTE	5

fig. n°7.15- Extrait du fichier SIRENE

Sélection	Date/Heure (TU)	Localisation	Latitude	Longitude	Profondeur (km)	Magnitude
1.	11/12/1987 02:25	SSB BELFORT(90)	47.30°	7.11°	10	3.7 MI
2.	30/04/1989 03:38	SSW MONTBELIARD(25)	47.27°	6.71°	18	3.1 MI
3.	03/09/1989 15:09	ENE BELFORT(90)	47.70°	6.98°	5	3.5 MI
4.	14/11/1990 02:35	SE EPINAL(88)	47.99°	6.63°	10	3.1 MI
5.	04/07/1991 08:47	SW COMBEAUFONTAINE(70)	47.50°	5.52°	17	3.4 MI
6.	04/06/1996 05:05	NW MULHOUSE(68)	47.82°	7.24°	3	3.2 MI

fig. n°7.16- Extrait du fichier RENASS

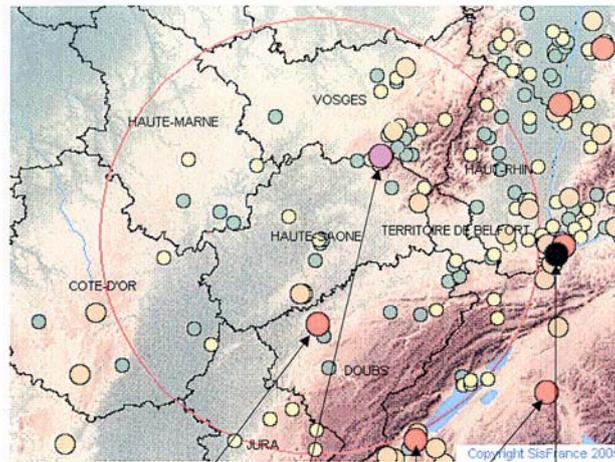
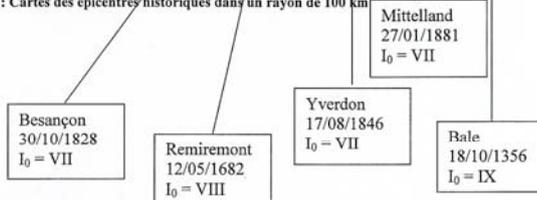


Figure 3 : Cartes des épicentres historiques dans un rayon de 100 km



**Epicentres et intensités épicentrales**

Degrés d'intensité (échelle macrosismique MSK)

- 4 et 4.5 : séisme modéré
- 5 et 5.5 : séisme fort
- 6 et 6.5 : dommages légers
- 7 et 7.5 : dommages prononcés
- 8 et 8.5 : dégâts massifs
- 9 et 9.5 : destructions nombreuses

fig. n°7.17- Extrait d'une étude d'aléa sismique local

A ce stade, on va déterminer le séisme connu dont l'intensité macrosismique a produit les effets maximaux à l'intérieur de chaque province sismotectonique. On prend pour règle qu'un séisme appartenant à la province du site peut se produire à l'aplomb de celui-ci, tandis que ceux concernant les autres provinces peuvent se produire au point le plus proche du site de la zone à laquelle ils appartiennent. On caractérise alors le SMHV en termes de magnitude et de distance focale au site. On définit ensuite le SMS comme un séisme de distance focale identique avec une magnitude augmentée de 0,5.

Les spectres sont établis à partir de lois d'atténuation reliant la pseudo-accélération à la magnitude et à la distance focale.

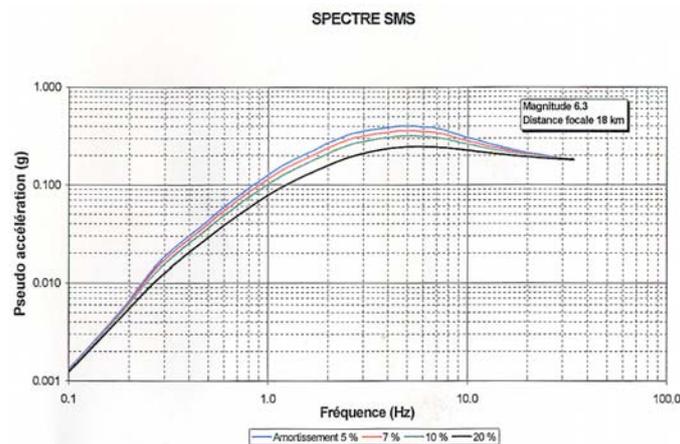


Figure 6 : Spectres de réponse du SMS

*fig. n°7.18- Exemple de spectre de séisme majoré de sécurité*

## SOLS ET SEISMES

Un séisme génère des actions sur le sol, transmises aux ouvrages par les fondations. Ce sont des effets directs de type oscillatoire qui peuvent être amplifiés par des effets de site (topographie, sols mous, hétérogénéité des sols, ...). Il existe aussi des effets induits, qui sont des mouvements globaux de sols et d'eau dus à l'aspect dynamique du phénomène sismique. Citons les plus spectaculaires : tsunami, liquéfaction de sol.

Pour un même séisme les effets peuvent être très différents sur des bâtiments de même conception distants de quelques dizaines de mètres, d'où la nécessité de caractériser l'aléa sismique local.

### Sols adaptés

D'une façon assez paradoxale, les sols rocheux qui transmettent facilement les vibrations par leur rigidité sont moins déformables que les sols mous, et les constructions sur sols rocheux résistent mieux.

En termes de qualité d'assise pour les constructions parasismiques, les sols suivants sont classés par ordre décroissant :

- Les sols rocheux non fissurés
- les sols durs et secs,
- les sables et graviers très denses,
- le rocher altéré,
- les sols argilo-graveleux,
- les sols granulaires moyennement compacts,
- les sols cohérents moyennement consistants
- les craies tendres.

Un sol homogène est toujours à privilégier, car sous l'action sismique les tassements différentiels du sol jouent un rôle plus important que sa capacité portante.

## Sols inadaptés

On ne doit pas fonder les constructions sur les sols suivants :

- vases, tourbe, éboulis, alluvions récents, alluvions épais moux, remblais non compactés
- sols liquéfiables : sables fins, peu compacts, instables en présence d'eau
- sols fortement fracturés
- sols pulvérulents dont la structure s'effondre au dessèchement
- silts, marnes, limons et argiles silteuses, qui prédisposent aux glissements de terrains
- argiles molles qui subissent de fortes variations de volume en fonction de leur teneur en eau.

Pour les constructions courantes, on n'aura pas d'essai de sol spécifique (non classique) à faire, mais on devra s'intéresser à la détection de formations suspectes à la liquéfaction.

Pour les constructions importantes, on devrait connaître la nature et l'épaisseur des alluvions jusqu'au substratum rocheux.

Lorsque ce dernier est hors de portée des forages, l'utilisation de méthodes géophysiques est préconisée.

## Evaluation de la hauteur critique des constructions en zone sismique

Le projeteur possède de petits outils de première approximation pour évaluer quelles constructions sont à éviter sur un type de sol donné.

On peut évaluer la période propre d'oscillation d'un sol, et celle d'un bâtiment. Si elles sont proches, le risque de mise en résonance est d'autant plus grand. La période propre des bâtiments réguliers est sensiblement égale à  $1/10^e$  du nombre de niveaux, en première approximation. Dès connaissance du type de sol, on peut calculer la période propre d'oscillation du sol homogène par la formule :

$$T_0 = \frac{4h}{V_s} \text{ où } h \text{ est la hauteur du sol en mètres et } V_s \text{ la vitesse de cisaillement en m/s.}$$

Exemples :

- sol meuble,  $h=50\text{m}$ ,  $V_s=100 \text{ m/s}$ ,  $T_0=2 \text{ s}$ . Les bâtiments dont la période propre est proche de 2s (tours de 20 niveaux) sont à proscrire. Ce cas correspond au centre de la ville de Mexico.
- Sol meuble,  $h=5\text{m}$ ,  $V_s=100 \text{ m/s}$ ,  $T_0=0,2\text{s}$ . Les constructions à 1 ou 2 niveaux (maisons individuelles par exemple) peuvent entrer en résonance avec le sol et subir des dommages graves.
- Sol granulaire compact,  $h=60\text{m}$ ,  $V_s=500 \text{ m/s}$ ,  $T_0=0,48\text{s}$ . Les bâtiments courants de 5 niveaux devraient y être évités.

On peut aboutir à des conclusions plus précises en calculant la période propre du bâtiment et en considérant la vitesse de cisaillement déterminée par le rapport d'analyse de sol.

TYPE DE SOL		Pénétromètre statique: résistance (MPa)	SPT Nombre de coups	Pressiomètre		Résistance Compression simple (MPa)	Densité relative (%)	Indice de compression C <sub>c</sub>	Vitesse des ondes de cisaillement V <sub>s</sub> (m/s)	Vitesse des ondes longitudinales	
				Module résistance (MPa)	Pression limite (MPa)					Sous la nappe (m/s)	Hors nappe (m/s)
ROCHERS	Rochers sains et craies dures	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	> 100	> 5	> 10	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	> 800		> 2500
a sols de bonne à très bonne résistance	Sols granulaires compacts	> 15	> 30	> 20	> 2	Essais non pratiqués	> 60	Essais non pratiqués	> 400	> 1800	> 800
	Sols cohérents (argiles ou marnes dures)	> 5	Essais non pratiqués	> 25	> 2	> 0,4	Essais non pratiqués	< 0,02			> 1800
b Sols de résistance mécanique moyenne	Rocher altéré ou fracturé	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	50 à 100	2,5 à 5	1 à 10	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	300 à 800		400 à 2500
	Sols granulaires moyennement compacts	5 à 15	10 à 30	6 à 20	1 à 2	Essais non pratiqués	40 à 60	Essais non pratiqués	150 à 400	1500 à 1800	500 à 800
	Sols cohérents moyennement consistants et craies tendres	1,5 à 5	Essais non pratiqués	5 à 25	0,5 à 2	0,1 à 0,4	Essais non pratiqués	0,02 à 0,10			1000 à 1800
c Sols de faible résistance mécanique	Sols granulaires lâches	< 5	< 10	< 6	< 1	Essais non pratiqués	< 40	Essais non pratiqués	< 150	< 1500	< 500
	Sols cohérents mous (argiles molles ou vases) et craies altérées	< 1,5	< 2	< 5	< 0,5	< 0,1	Essais non pratiqués	> 0,10			

fig. n°7.19– Tableau des caractéristiques dynamiques de certains sols

Pour l'encastrement dans le sol, on déconseille fortement de fonder sur la couche superficielle. On propose en général au moins 1/10 de la hauteur de la construction au minimum comme profondeur d'encaissement, avec un minimum de 60 cm, voire plus si le hors gel l'exige.

Lorsqu'on trouve un « bon sol » il faut s'assurer que son épaisseur est suffisante et qu'il ne repose pas sur un milieu instable. Les terrains dont la qualité diminue avec la profondeur sont à proscrire.

## Interaction sol-structure

Pour des bâtiments très spécifiques, il est nécessaire de procéder à une modélisation et à un calcul pour caractériser ce qu'on appelle l'interaction sol-structure. Ces calculs sont complexes et nécessitent des outils puissants d'analyse. De plus, les outils ne sont fiables que pour des bâtiments de forme simple.

Les mouvements du sol au voisinage des fondations sont en effet différents de ceux qui se produiraient dans le même sol sans les fondations. Si les constructions subissent les effets des vibrations, elles les perturbent aussi. Si le sol est plus déformable que la structure, il s'y adapte, et inversement. Le sol est en fait une forme de structure qui a sa propre période de vibration, sa masse, sa rigidité, et son comportement (structure complexe à haut degré d'hyperstaticité dont les déformations ne peuvent être évaluées qu'approximativement).

Lors de l'interaction, une partie de l'énergie communiquée par la construction est renvoyée dans le sol par deux mécanismes :

- l'atténuation par radiation, appelée aussi pseudo-amortissement, consiste en le renvoi des ondes sphériques dans le sol, qui mettent en vibration un terrain de plus en plus grand
- l'amortissement interne du sol qui dissipe l'énergie sous forme de chaleur

L'interaction peut soit atténuer, soit amplifier la réponse des constructions aux séismes. Le premier cas est le plus fréquent, et c'est pour cela qu'on ne fait pas d'étude d'interaction dans le cas des projets courants.

L'amortissement augmente avec la profondeur d'assise du bâtiment, sa masse, sa rigidité, ses dimensions horizontales, la déformabilité du sol.

## LIQUEFACTION DES SOLS

Lors d'un séisme, dans les sables saturés d'eau une partie de la pression est transmise à l'eau interstitielle, ce qui diminue les frottements entre les grains, et donc les forces que ceux-ci peuvent transmettre (supporter). Les séismes entraînent une élévation de la pression interstitielle, donc une perte de résistance au cisaillement : le sol s'écoule comme un liquide. La liquéfaction ne se produit que dans les couches de terrains superficielles (20m de profondeur). Elle est particulièrement dangereuse pour les constructions sans sous-sol et fondées sur des couches liquéfiables.



fig. n°7.20– Petite résurgence en surface caractéristique de la liquéfaction d'un sol

Lorsque la nappe phréatique se trouve près de la surface, le risque de liquéfaction des sols doit être évalué par des études géotechniques.

Lors de la liquéfaction du sol, on peut remarquer des émergences de boues et des fontaines de sables, en forme de minuscules volcans (voir fig. 7.20).

Mais pour les constructions, les conséquences sont différentes : enfoncement, basculement, disloquement (voir fig. 7.21)...



fig. n°7.21– Conséquences de la liquéfaction du sol sur les bâtiments, séisme de Niigata, Japon, 16 juin 1964

# DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PARASISMIQUES DES FONDATIONS

## Efforts induits sur les fondations par les séismes

Les efforts supplémentaires engendrés sur les fondations par un tremblement de terre peuvent se traduire par des efforts verticaux, horizontaux et de moment dynamiques. Certains de ces effets sont directs, d'autres indirects (ceux imposés par les déplacements différentiels du sol par exemple).

Dans la pratique, le choix des fondations est effectué dans les mêmes conditions qu'en situation classique, non sismique. Quelques précautions supplémentaires sont tout de même à prendre.

## Butonnage

On veillera à utiliser un système homogène de fondation pour une unité (un élément du découpage mécanique en éléments simples de l'ouvrage).

On lie entre eux les éléments de fondation d'une même unité de la structure (butonnage). Les unités sont séparées verticalement par des joints de rupture (ces joints traversent les fondations, contrairement aux joints de dilatation). Ces joints sont associés à des dispositifs « joints water-stop » permettant de stopper l'eau en cas de remontée de nappe.

Le butonnage est à penser très tôt, car il entre souvent en interférence avec les réseaux souterrains. Dans le cas des constructions en pente, il est bon d'étudier la stabilité du talus sous séisme.

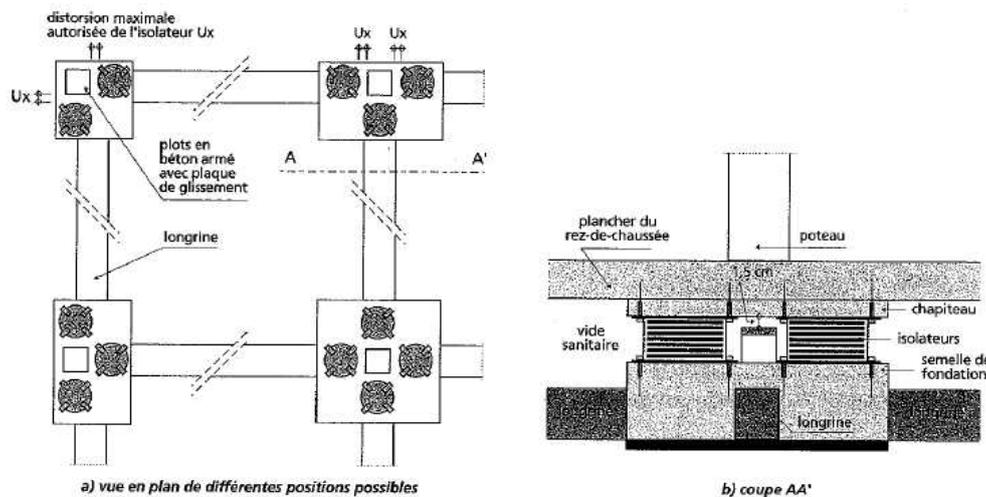


fig. n°7.22- Association de butonnage et d'isolateurs (d'après [5])

## Fondations superficielles

En pratique, le butonnage consiste à relier les fondations par un réseau de longrines bi dimensionnel. Ce réseau permet de limiter le déplacement horizontal des éléments de fondation. On pourra considérer que la liaison des fondations est effective sans butonnage et se fait grâce au plancher dans le cas d'une distance « base des fondations superficielles – surface inférieure du dallage » inférieure à 120 cm.

## Fondations semi-profondes (puits)

Les puits sont obligatoirement armés en zone sismique.

## Fondations profondes

Dans le cas de fondations profondes, la liaison entre les têtes de pieux devra être faite à une distance maximale de 120 cm de la base de la tête du pieu. Notons cependant que les micropieux de type 1 n'étant pas armés, ils sont interdits en zone sismique.

## EQUIPEMENTS PARASISMIQUES D'ISOLATION ET D'AMORTISSEMENT

### Effets des dispositifs d'isolation et d'amortissement parasismiques

On peut aussi tenter d'isoler les ouvrages des oscillations du sol par des dispositifs spéciaux (isolateurs, amortisseurs). Ce type de dispositif permet de réduire les charges sismiques subies en superstructure par un facteur 5 à 6, donc de limiter les dommages subis par le bâtiment.

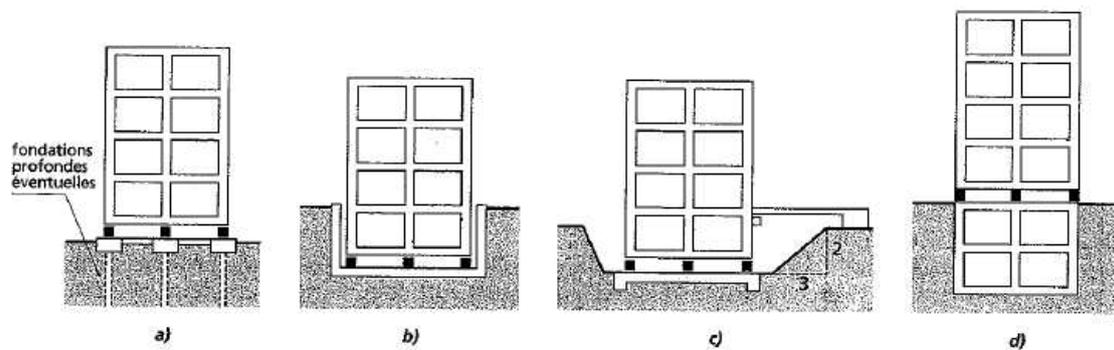


fig. n°7.23– Divers emplacements des isolateurs (d'après [5])

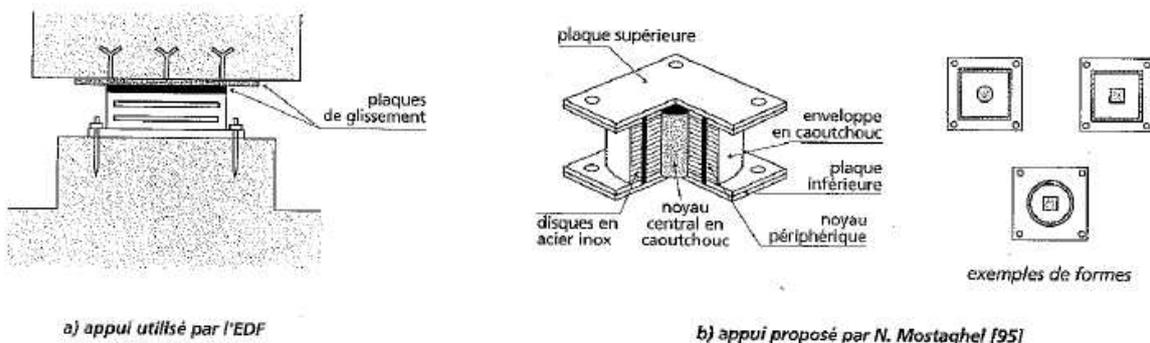


fig. n°7.24– Exemple d'isolateur (d'après [5])

### Quand prescrire un tel dispositif ?

Si les règles parasismiques ont pour but de sauver les personnes en acceptant un niveau de dommages subis par les ouvrages, l'utilisation d'isolateurs ajoute à la sauvegarde des vies humaines la sauvegarde de l'équipement, ainsi que la possibilité d'exploiter l'ouvrage immédiatement après le séisme. On comprend alors aisément que ces dispositifs d'isolation seront prescrits pour des bâtiments d'intérêt stratégique.

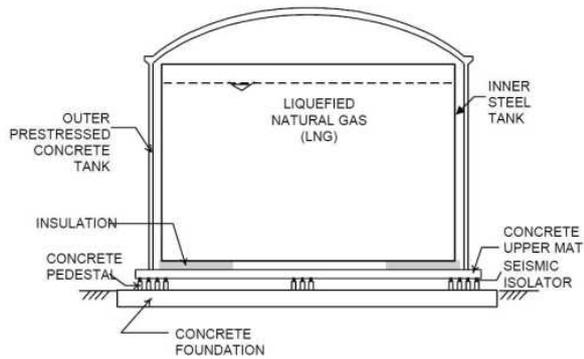


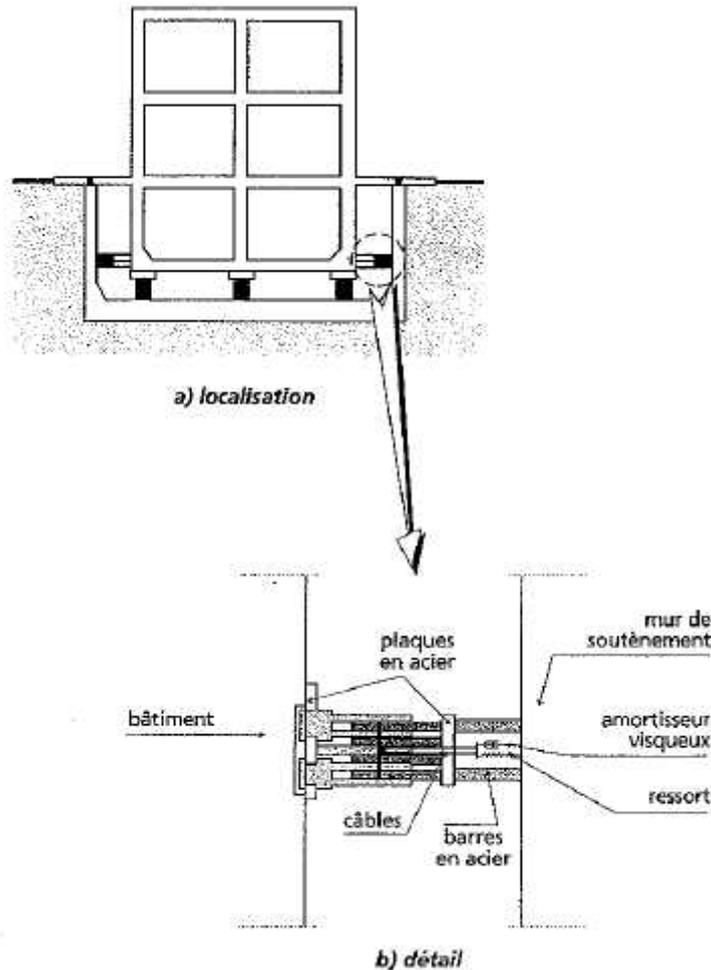
fig. n°7.25- Réservoir sur isolateurs parasismiques

## Avantages et inconvénients

Un avantage particulier des isolateurs est de permettre des bâtiments de forme asymétrique ou complexe en zone sismique : le comportement de la construction va alors dépendre de la distribution de la rigidité des isolateurs, et non plus de celle de la structure.

Un inconvénient est de devoir concevoir les réseaux (fluides, énergie...) de manière à ce qu'ils puissent tolérer sans dommage les déformations lors d'un séisme : ces réseaux descendent en effet du haut du bâtiment, où ils ne subissent pas de déplacement ou si peu, et traversent le plan de localisation des dispositifs : dans ce plan, ils sont cisailés !

Aussi, les joints de ruptures doivent être larges car les bâtiments peuvent subir des déplacements de l'ordre de la dizaine de centimètres : du coup des isolateurs latéraux peuvent aussi s'avérer nécessaires (voir fig. 7.26).



*fig. n°7.26- Amortisseur latéral (d'après [5])*

Le coût d'un tel dispositif n'est pas forcément un inconvénient, on constate en pratique que pour un bâtiment de 6 étages la solution « isolateurs » peut être plus économique que la solution habituelle, et apporte un niveau de protection supérieur. A performance égale, les bâtiments isolés sont plus économiques que ceux dont la protection est assurée par des moyens classiques.

# 8 – Modélisation parasismique des bâtiments

Pour une introduction aux phénomènes sismiques, l'étudiant se reportera au cours FSP « Fondations des bâtiments » où sont notamment présentées les notions d'aléa sismique, d'intensité et de magnitude. Il consultera par ailleurs les ouvrages spécialisés cités en bibliographie.

## OBJECTIF DES REGLEMENTS PARASISMIQUES

Les règlements parasismiques ne sont qu'une partie de la réflexion globale sur la protection civile contre les tremblements de terre. Ils ont pour objectif d'assurer un niveau de protection déterminé (par un groupe de travail, on parlera donc d'un niveau de protection nominal) dont on juge l'efficacité sur le comportement observé d'un grand nombre de constructions sous séisme.

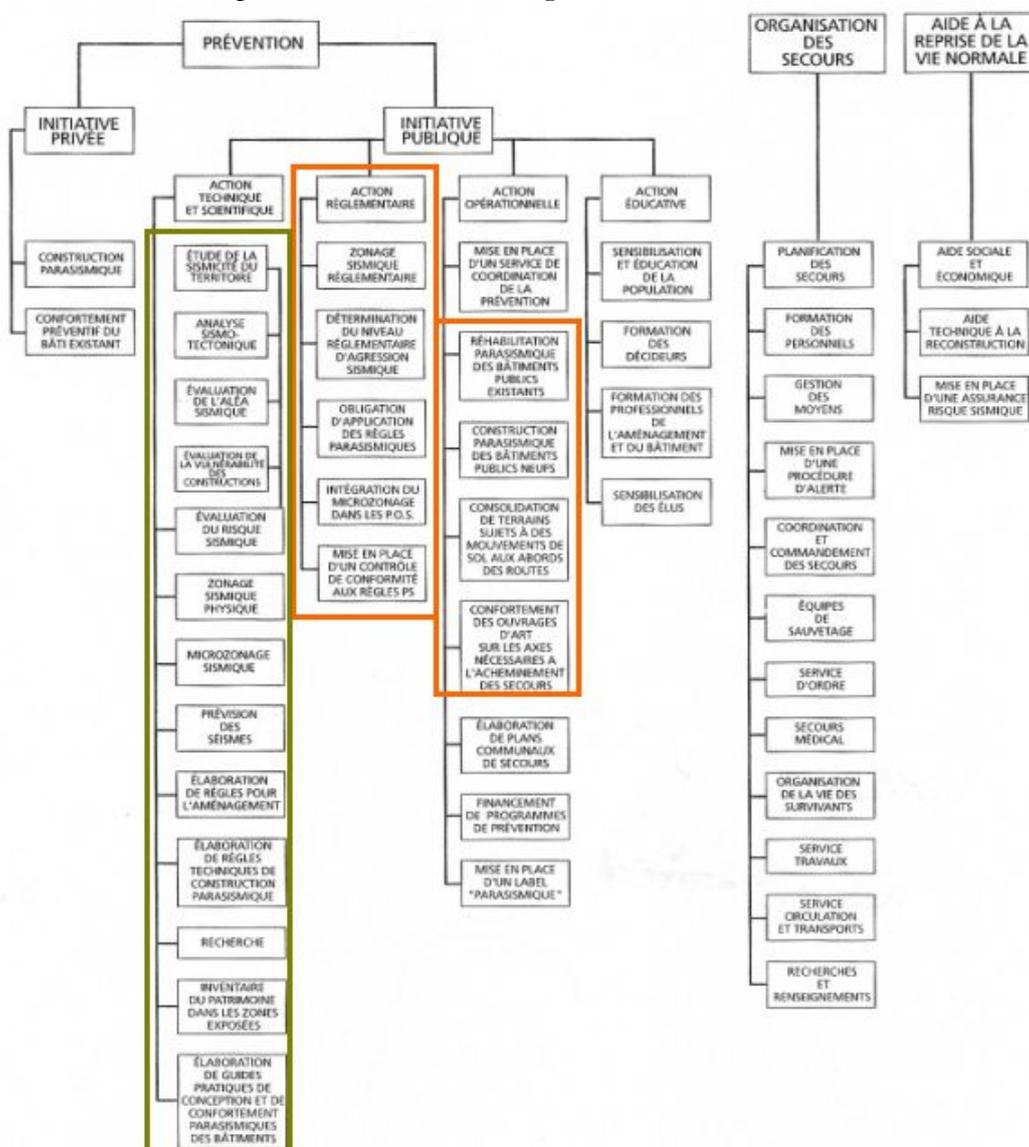


Fig. 8.1 – Protection civile contre les séismes

Les pouvoirs publics ont procédé à un **zonage macrosismique** du pays permettant de déterminer des « provinces » (au sens sismo tectonique du terme) susceptibles d'être le théâtre de séismes avec différents niveaux d'agressions : concevoir un ouvrage qui résiste aux grands

séismes sans dommages est possible, mais ne sera ni économique ni justifié à cause de la faible probabilité d'occurrence de tels séismes ; on choisit donc de dimensionner les structures en fonction des séismes les plus importants de la province concernée.

Pour une province donnée et en fonction de la nature du sol d'assise de l'ouvrage, un code parasismique va fournir, pour les ouvrages à risque normal, un **spectre de calcul**.

Les constructions dimensionnées selon le règlement sont alors supposées avoir :

- une forte probabilité de ne nécessiter aucune réparation après un séisme de faible intensité
- une très forte probabilité d'être réparable sans s'être effondré après un séisme d'intensité moyenne
- une probabilité très élevée de ne pas s'être effondré lors d'un séisme de forte intensité, permettant ainsi la sauvegarde des vies humaines malgré le fait que la réparabilité du bâtiment ne soit pas garantie.

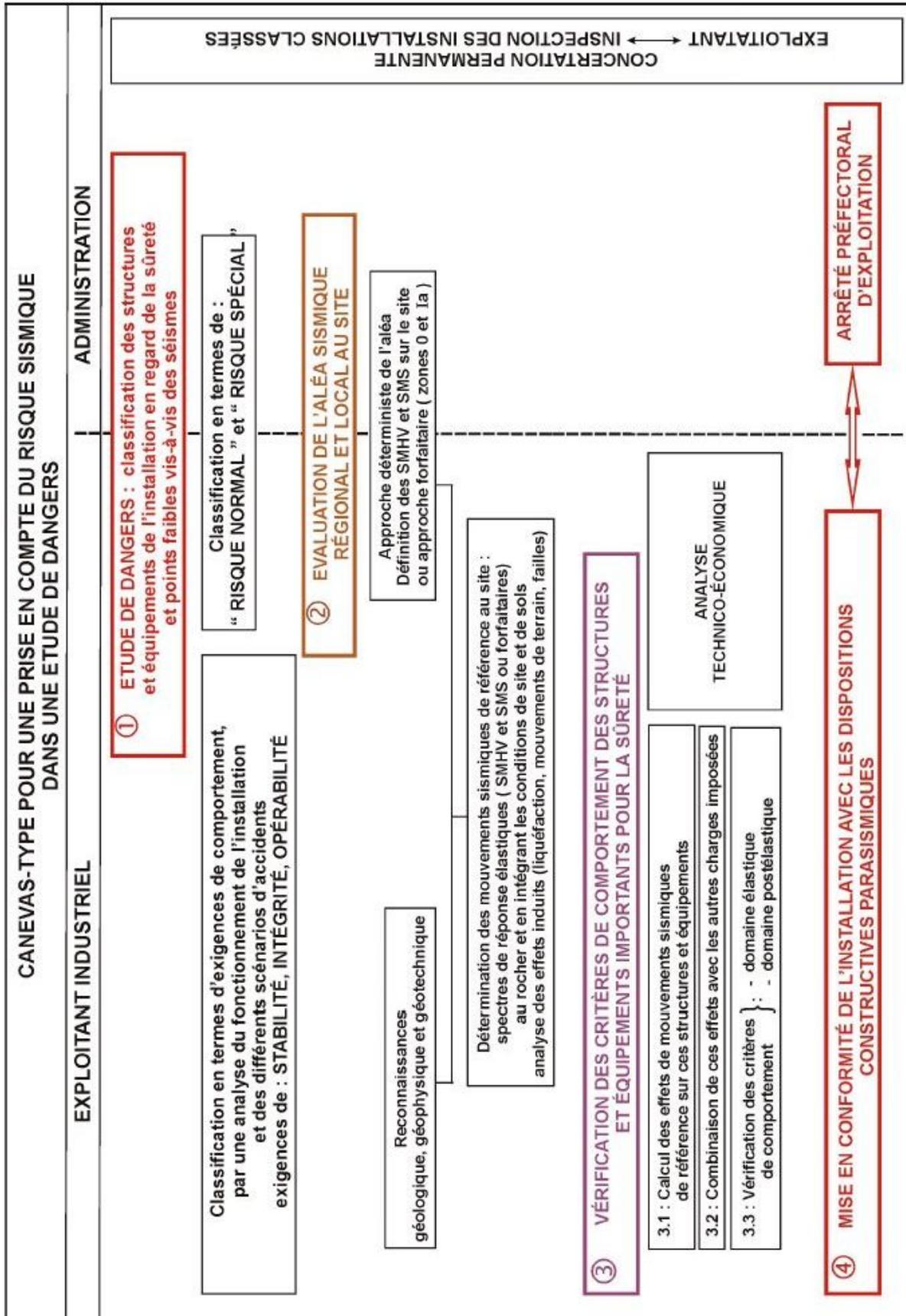
Les concepteurs des règlements ont donc été amenés à adopter les principes suivants :

- pour des séismes faibles, les règlements optent pour conférer aux structures de la rigidité afin de limiter les déplacements, les énergies mises en jeu restant raisonnables et sollicitant les matériaux dans leur domaine élastique ;
- pour les séismes moyens, on opte pour conférer aux structures à la fois de la rigidité et de la résistance pour rester dans le domaine élastique tout en limitant au mieux les déplacements : le second œuvre fragile doit cependant être adapté, les matériaux cassants sont à éviter ;
- pour les séismes forts, on choisira de conférer à l'ouvrage un comportement d'ensemble ductile avec une possibilité d'absorber et de dissiper les énergies injectées par le séisme (création de zones pouvant se plastifier et se déformer fortement sans rompre). Les structures constituant l'ouvrage doivent cependant présenter de la rigidité et de la résistance. Les structures, dans le cas de tels séismes, sont sollicitées au-delà de leur domaine élastique (comportement non linéaire).

Ces principes restent valables pour les ouvrages à risque spécial (centrales nucléaires, usines chimiques, zones militaires sensibles...) qui font l'objet de réglementations parasismiques particulières. Ces dernières impliquent une étude de sismicité locale détaillée, avec la détermination de deux séismes modèles : le SMHV, séisme majoré historiquement vraisemblable, et le SMS, séisme majoré de sécurité. Après détermination des paramètres de ces séismes, un spectre de séisme est calculé pour être utilisé comme donnée d'entrée de modélisation du comportement de l'ouvrage.

Les résultats de l'étude sont importants car ils conditionnent l'arrêté préfectoral d'exploitation de l'installation spéciale. L'Etat doit en effet garantir la tenue aux séismes, même les plus improbables, de ce genre d'installation dont la dégradation aurait des conséquences sur les populations très au-delà de la zone où le séisme a eu lieu. Dans le cas d'une centrale nucléaire, par exemple, si une cheminée de refroidissement ne résiste pas à un séisme majeur, un accident nucléaire du type « Tchernobyl » est envisageable.

Notons par ailleurs que certains hôpitaux doivent résister, ainsi que les infrastructures qui y conduisent. C'est pour cela que dans le tableau de la fig. 8.2 on peut voir une action « confortement des ouvrages d'art sur les axes nécessaires à l'acheminement des secours »...



P. Mouroux - 2004, d'après P. Couplet - 1988

Fig. 8.2

# L'OUTIL FONDAMENTAL EN CONCEPTION PARASISMIQUE : LE SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT

## Petit rappel sur les oscillateurs

Un oscillateur simple est un système matériel à un seul degré de liberté de translation formé d'une masse  $M$  et relié au sol à l'aide d'une tige de rigidité  $K$ . Sa période propre est donnée par l'équation :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Ce système est aussi caractérisé par son amortissement  $C$ . Physiquement l'amortissement s'explique par une dissipation de l'énergie par frottements internes et externes. Il existe un amortissement  $C_0$  tel que lorsque  $C > C_0$  l'oscillateur retourne au repos sans oscillation (on parle de fort amortissement). Dans l'autre cas, l'oscillateur s'amortit avec des mouvements périodiques sinusoïdaux. On introduit alors la notion d'amortissement relatif, noté  $\xi = C/C_0$ .

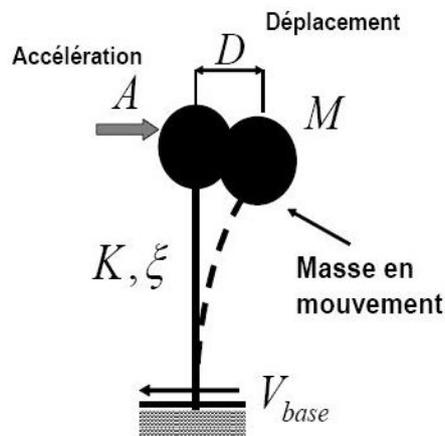


Fig. 8.3 Oscillateur simple

Lorsqu'on met en mouvement forcé cet oscillateur, en lui imposant un mouvement via sa base (mouvement que l'on peut représenter par un accélérogramme  $a(t)$ ), il va répondre en accord avec l'équation de mouvement suivante :

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = -Ma(t)$$

Cette équation peut être résolue de façon analytique ou numérique. Ainsi, en réalisant un graphe représentant l'évolution de l'accélération (ou de la vitesse ou encore du déplacement) de l'oscillateur, ce pendant le temps que dure la sollicitation forcée additionné du temps de stabilisation de l'oscillateur, on peut déterminer l'accélération maximale de l'oscillateur, sa vitesse maximale, ou encore son déplacement maximal.

## Spectre de réponse à un accélérogramme

Si on soumet une série d'oscillateurs à fréquence propre croissante au même accélérogramme, on va pouvoir déterminer les déplacements, vitesses, et accélérations maximales pour chacun des oscillateurs. On peut alors, pour un accélérogramme donné, tracer une courbe (idéalement avec un très grand nombre d'oscillateurs de fréquences propres différentes) représentant par exemple l'accélération maximale pour une gamme de fréquences ou de périodes.

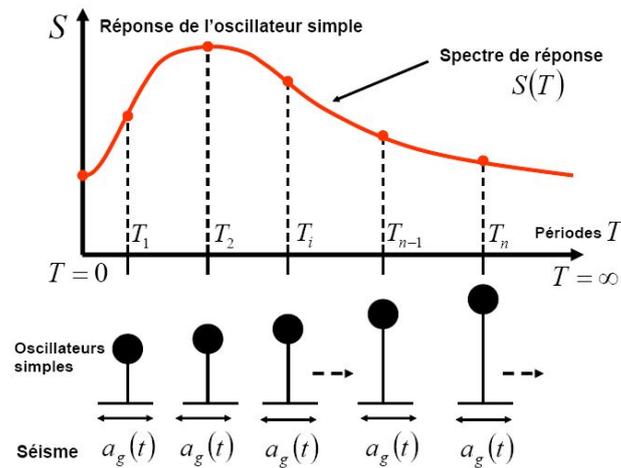


Fig. 8.4 – Construction d'un spectre de séisme réel

## Spectre de dimensionnement

Après une étude sismotectonique et historique, on peut évaluer dans une zone donnée le type de séisme susceptible de se produire un jour (voir à ce sujet le polycopié FSP – Fondations des bâtiments). La sismicité instrumentale n'existe que depuis les années 60 : on enregistre alors des accélérogrammes correspondant à des séismes réels. Pour chaque accélérogramme, on réitère l'opération décrite ci-dessus (la caractérisation des maxima d'accélération pour toute une série d'oscillateurs), et on se retrouve avec une superposition de courbes correspondant chacune au spectre de réponse à un séisme donné. On peut alors tracer une **courbe enveloppe** de toutes ces courbes, et déterminer un spectre fictif, enveloppe de tous les séismes, et appelé spectre de dimensionnement (ou encore spectre de code, ou spectre de calcul).

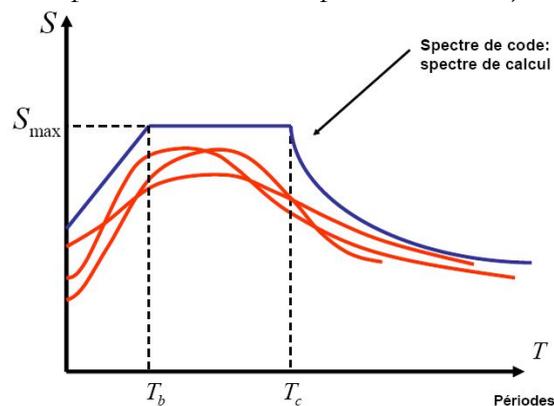


Fig. 8.5 – Construction d'un spectre de code

Ce sont ce genre de spectres qui sont donnés dans les règlements parasismiques. En fonction du type de sol ou de la localisation géographique, le règlement indique des formules pour calculer les périodes  $T_b$ ,  $T_c$  (entre lesquelles le spectre a atteint un palier) ainsi que les courbes hors du palier. Nous allons voir en quoi ces spectres sont utiles à la modélisation des ouvrages et à leur conception parasismique.

On retiendra que dans les règlements parasismiques, ces spectres sont donnés pour un amortissement relatif de  $\xi=5\%$ . On peut ensuite par transformations géométriques simples passer d'un spectre à taux d'amortissement relatif conventionnel à spectre avec un taux d'amortissement différent.

## Spectres de dimensionnement selon EUROCODE 8

Les spectres de NF EN 1998-1 sont de deux types, et sont déterminés à partir de la classe de sol retenue. Les tableaux et formules ci-dessous, issus du règlement, indiquent comment on peut construire un spectre à partir de ces données.

(1)P Le spectre de réponse élastique  $S_e(T)$  pour les composantes horizontales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes (voir Figure 3.1) :

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad \dots (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad \dots (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad \dots (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad \dots (3.5)$$

avec :

- $S_e(T)$  spectre de réponse élastique ;
- $T$  période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;
- $a_g$  accélération de calcul pour un sol de classe A ( $a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$ ) ;
- $T_B$  limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- $T_C$  limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- $T_D$  valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;
- $S$  paramètre du sol ;
- $\eta$  coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence  $\eta = 1$  pour 5 % d'amortissement visqueux, voir (3) du présent paragraphe.

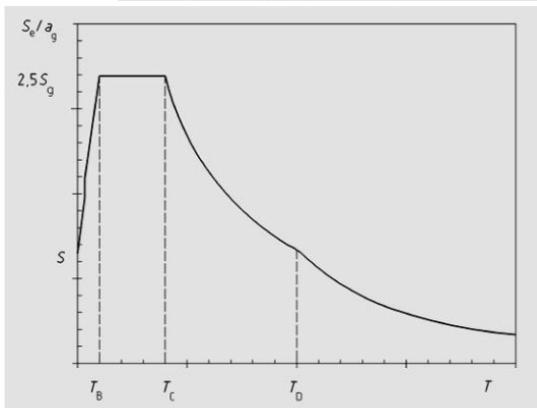


Tableau 3.2 — Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 1

Classe de sol	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tableau 3.3 — Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 2

Classe de sol	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		v <sub>s,30</sub> (m/s)	N <sub>60PT</sub> (coups/30 cm)	c <sub>v</sub> (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	—	—
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v <sub>s</sub> de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec v <sub>s</sub> > 800 m/s			
S <sub>1</sub>	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (PI > 40) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
S <sub>2</sub>	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S <sub>1</sub> .			

Fig. 8.6 – Extraits de NF EN 1998-1

# L'assimilation d'une structure à une association d'oscillateurs

## MODELISATION

### DE L'ACTION SISMIQUE

L'action d'un tremblement de terre sur une structure de bâtiment se traduit par un déplacement du sol, variable dans le temps  $d(t)$ , qui implique des composantes de translation  $U(t)$  et de rotation  $\theta(t)$  alternées.

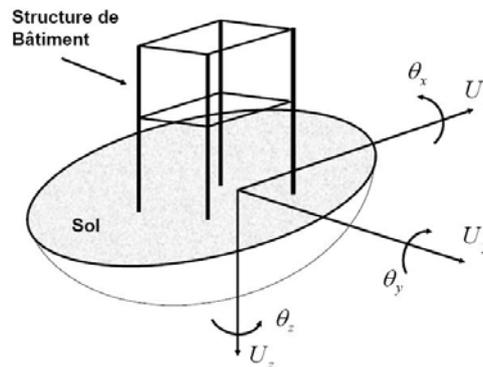


Fig. 8.7

L'action sismique peut être aussi déterminée à l'aide de l'accélération du sol  $a(t)$  en translation et en rotation. Les composantes de rotation ont généralement des effets négligeables. La composante de translation verticale est plus faible que les composantes horizontales. Le principal effet du tremblement de terre est donc un mouvement horizontal du sol. Les règlements ne tiennent compte que du mouvement horizontal, ou alors prennent en compte le mouvement vertical comme un fraction du mouvement horizontal.

### DE LA SUPERSTRUCTURE

Un bâtiment ou un quelconque ouvrage est une distribution verticale de masses reliées entre elles par des éléments. On peut alors envisager la modélisation d'un ouvrage comme un oscillateur ou encore une série d'oscillateurs :

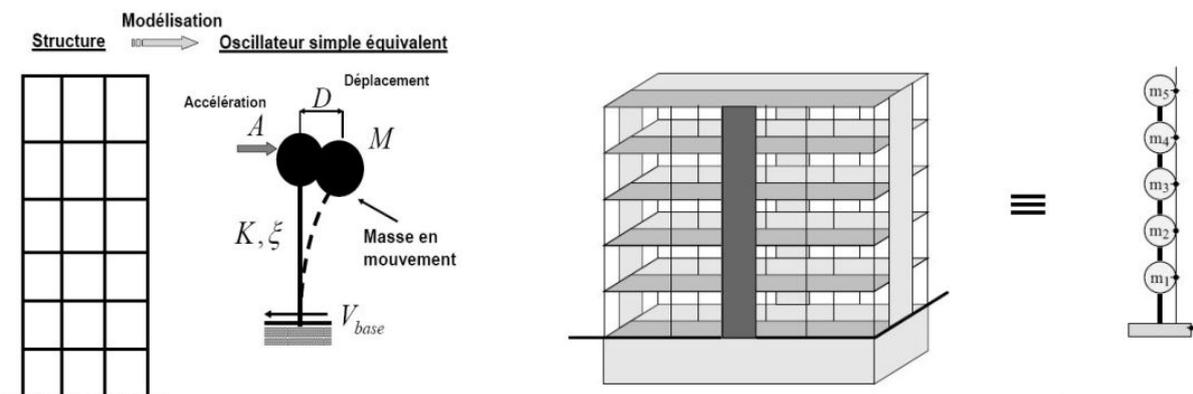


Fig. 8.8

Sous réserve de s'assurer des dispositions constructives permettant effectivement à la structure réelle de se comporter comme l'association d'oscillateurs modélisée, on peut prévoir le comportement sous séisme, et notamment les forces et déformations maximales que les structures peuvent subir.

Lors d'un séisme, la mise en mouvement du sol entraîne la mise en mouvement du bâtiment. Pour une structure infiniment flexible, le mouvement de chaque point de la structure est celui du sol. En pratique, pour une structure flexible, le mouvement de chaque point dépend de sa rigidité globale elle-même fonction des rigidités des éléments qui la constituent et de la distribution des

masses dans la structure. L'amortissement pratique est dû à la possibilité de dissiper de l'énergie injectée par le séisme, par frottement et interactions entre les différents éléments constitutifs de la structure ou entre le sol et la structure.

### DE L'INFRASTRUCTURE

Notons que la modélisation du sol comme une association de ressorts est nécessaire dans le cas de l'étude de l'interaction sol-structure.

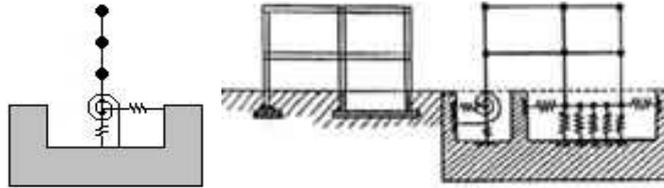


Fig. 8.9 – Exemple de modélisation du sol à l'aide de ressorts

### ANALYSE

L'analyse peut se faire de plusieurs façons :

- une approche statique équivalente, permettant de remplacer la charge sismique dynamique par une charge latérale statique équivalente. Le spectre de dimensionnement est nécessaire pour déterminer cette force latérale, car son estimation implique la connaissance du premier mode propre de résonance du bâtiment ;
- une approche dynamique, qui peut être menée soit dans le domaine linéaire élastique, soit dans le domaine non linéaire, qui implique de lourds moyens de calcul et est basée sur les lois temporelles d'accélération, de vitesse et de déplacement. C'est tout à fait le type d'approche qui est adoptée pour la plupart des ouvrages à risque spécial.

La première méthode est dénommée « Méthode de la force latérale » et sera notée par la suite MFL. La seconde est dénommée « Méthode modale » et sera notée MOD par la suite. Ce polycopié ne présentera que la MFL, qui convient pour la plupart des bâtiments classiques en béton armé, et notamment pour le pré-dimensionnement.

## LA METHODE DE LA FORCE LATÉRALE

### Domaine d'application

Des critères de régularité en plan et en élévation sont à satisfaire de la part de la structure conformément au tableau ci-dessous et aux clauses citées dans ce tableau.

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	(pour l'analyse linéaire)
Oui	Oui	Plan	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée
Non	Oui	Spatial <sup>b)</sup>	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée

a) Si la condition de 4.3.3.2.1(2) est également satisfaite.  
 b) Dans les conditions particulières indiquées en 4.3.3.1(8), un modèle plan séparé peut être utilisé dans chaque direction horizontale, conformément à 4.3.3.1(8).

Fig. 8.10 – Extrait de NF EN 1998-1 §4.2.3.1(3) tableau 4.1

L'étudiant se reportera à la lecture approfondie de EUROCODE 8 pour plus d'informations. De plus, la période propre du bâtiment devra respecter la clause 4.3.3.2.1(2) de EC8 (correspondant à l'inégalité 4.44) ci-après :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_C$  a été introduite lors de la description des spectres de dimensionnement. Il s'agit de la période marquant la fin du palier du spectre élastique de dimensionnement choisi. Cette période dépend de la classe de sol et du type de spectre retenus pour données d'entrée.

A titre d'information, voici les fréquences propres susceptibles d'être rencontrées pour des ouvrages de génie civil :

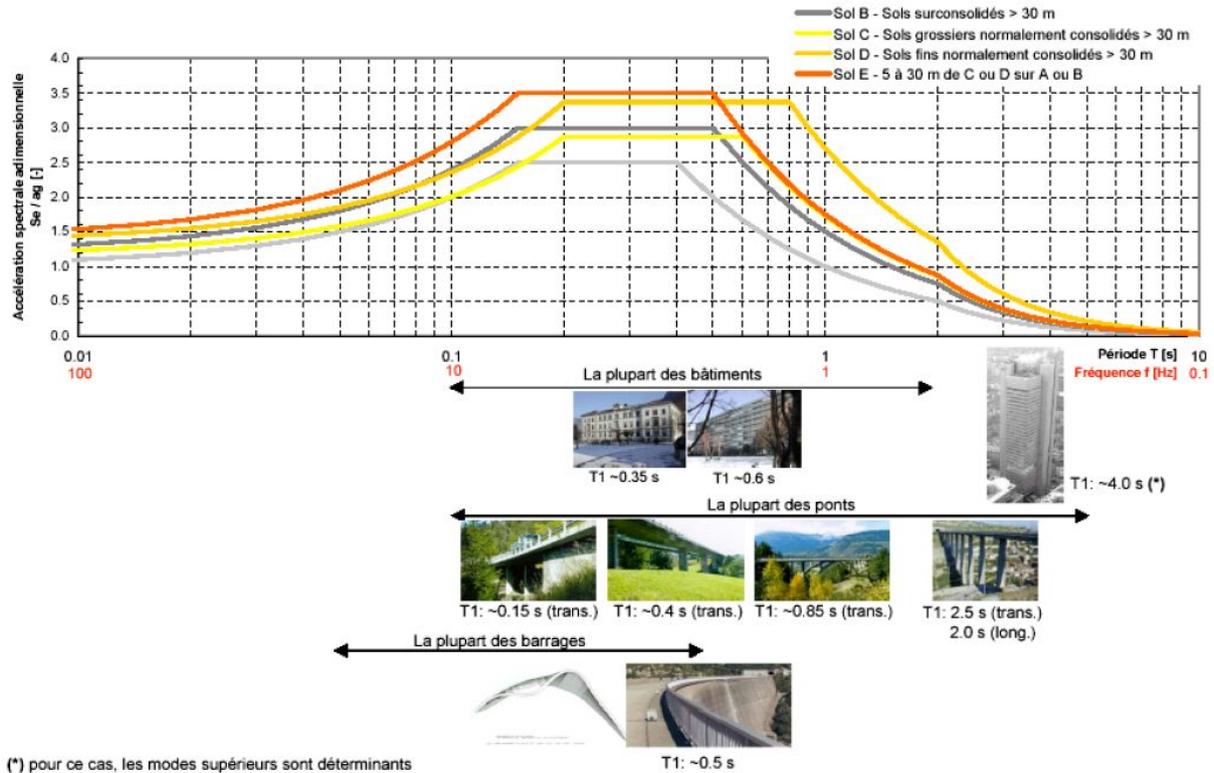


Fig. 8.11 – extrait du cours d'ingénierie parasismique, EPFL 2005

## Comment réagit un bâtiment au séisme ?

Pendant et immédiatement après un séisme, l'ouvrage concerné va subir des mouvements dus aux forces du séisme et aux forces d'inertie. Il va donc se créer des contraintes supplémentaires dans la structure soumise à une action sismique de direction quelconque, direction décomposable en deux directions orthogonales parallèles aux voiles du bâtiment si celui-ci est rectangulaire.

Analysons la figure 8.12 :

- les planchers vont subir les forces d'inertie (cercle vert) liées à la masse sollicitée ;
- dans la majorité des cas, l'action verticale du séisme sera négligé (voir EC8 pour plus de détails) ;
- les voiles de contreventement vont être sollicités en flexion alternée (cercle violet) ;
- l'ensemble du bâtiment va subir des oscillations de torsion plus ou moins forte en fonction des positions relatives du centre de masse et du centre de rigidité (correspondant au centre de masse des palées de contreventement) de chaque étage.

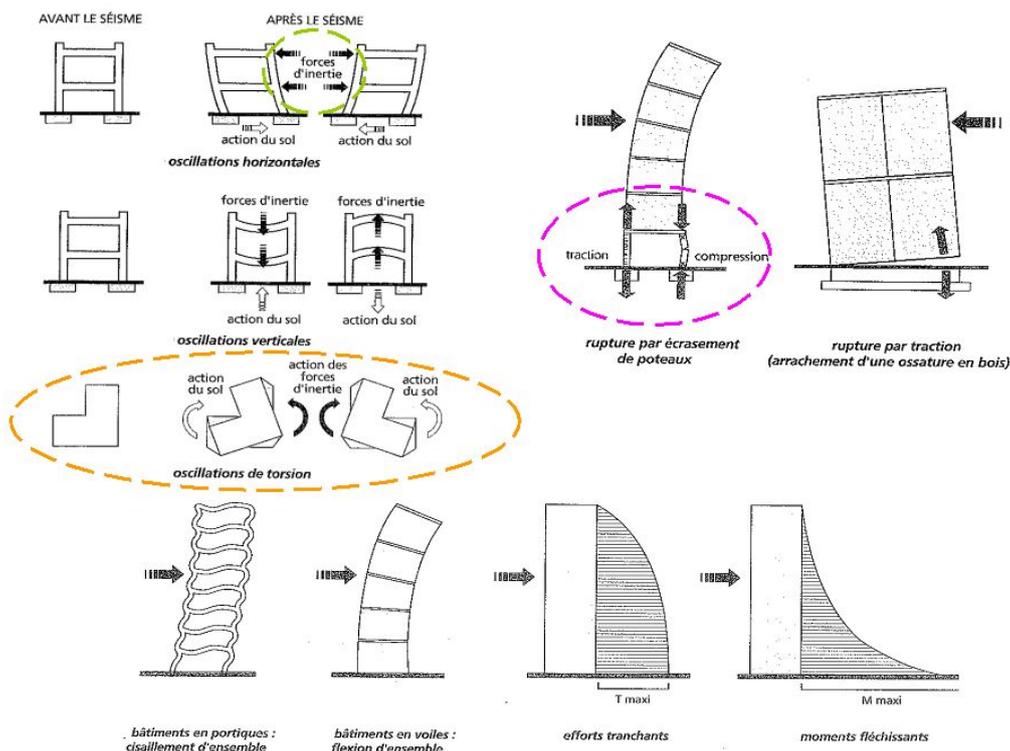


Fig. 8.12 – Comportement des bâtiments lors d'un séisme (d'après ref biblio n°5)

La figure ci-dessous montre comment les planchers transmettent la charge sismique aux palées de stabilité que sont notamment les voiles de contreventement (la charge sismique de direction quelconque y est décomposée en deux charges sismiques orthogonales, mettant en évidence les contributions des deux directions de contreventement concernées).

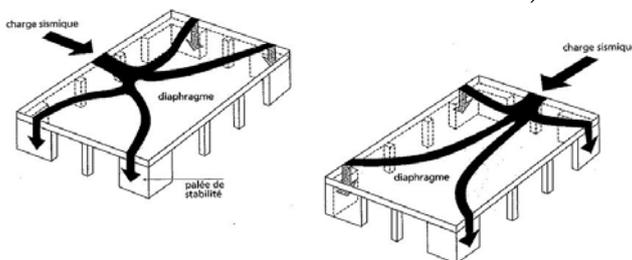


Fig. 8.13

Une conception parasismique correcte tendra à limiter la distance entre le centre de cisaillement et le centre de gravité de façon à minimiser l'effet de la torsion sur les palées de contreventement qui sont déjà sollicitées par l'action sismique de flexion – compression.

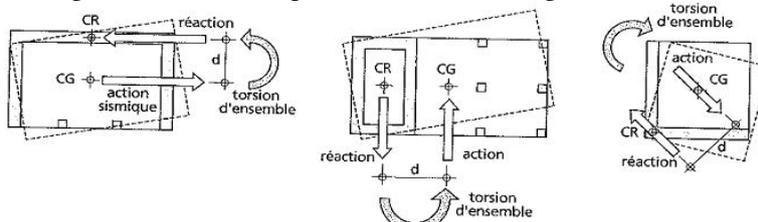


Fig. 8.14

On prendra aussi soin pour le dimensionnement des éléments de ne pas manquer les analogies permettant de simplifier les calculs :

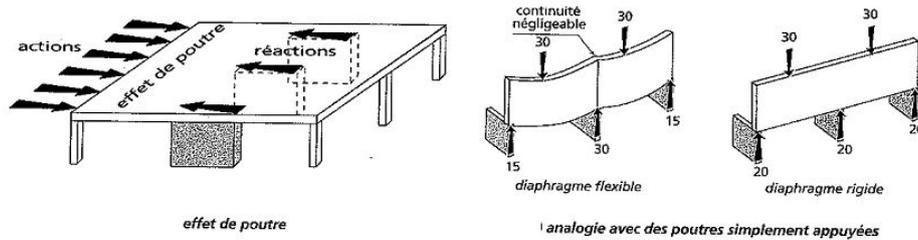


Fig. 8.15 - Analogies mécaniques

## Estimation de la masse concernée par l'action sismique

La masse à retenir pour chacun des niveaux d'un bâtiment est celle qui est sollicitée par les effets d'inertie de l'action sismique de calcul (il faut tenir compte de toutes les masses gravitaires) définie par NF EN 1998-1 :

EN 1998-1:2004

### 3.2.4 Combinaisons de l'action sismique avec d'autres actions

(1)P La valeur de calcul  $E_d$  des effets des actions en situation sismique doit être déterminée conformément à l'EN 1990:2002, 6.4.3.4.

(2)P Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en prenant en compte la présence des masses associées à toutes les charges gravitaires qui apparaissent dans la combinaison d'actions suivante :

$$\sum G_{k,j} + \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad \dots (3.17)$$

où :

$\psi_{E,i}$  est le coefficient de combinaison pour les actions variables  $i$  (voir 4.2.4).

(3) Les coefficients de combinaison  $\psi_{E,i}$  prennent en compte la probabilité que les charges  $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$  ne soient pas présentes sur la totalité de la structure pendant le séisme. Ces coefficients peuvent également prendre en compte une participation réduite des masses dans le mouvement de la structure, due à un liaisonnement non rigide entre elles.

(4) Les valeurs de  $\psi_{2,i}$  sont données dans l'EN 1990:2002 et les valeurs de  $\psi_{E,i}$  pour les bâtiments ou d'autres types de structure dont données dans les parties concernées de l'EN 1998.

EN 1998-1:2004

### 4.2.4 Coefficients de combinaison pour les actions variables

(1)P Les coefficients de combinaison  $\psi_{2,i}$  (pour la valeur quasi-permanente de l'action variable  $q_i$ ) pour le calcul des bâtiments (voir 3.2.4) doivent être ceux indiqués dans l'EN 1990:2002, annexe A1.

(2)P Les coefficients de combinaison  $\psi_{E,i}$  introduits en 3.2.4(2)P pour le calcul des effets des actions sismiques doivent être déterminés à partir de l'expression suivante :

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad \dots (4.2)$$

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $\varphi$  pour être utilisées dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs recommandées de  $\varphi$  sont présentées dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 — Valeurs de  $\varphi$  pour le calcul de  $\psi_{E,i}$

Type d'action variable	Étage	$\varphi$
Catégories A à C*	Toit	1,0
	Étages à occupations corrélées	0,8
	Étages à occupations indépendantes	0,5
Catégories D à F *) et archives		1,0

\*) Catégories définies dans l'EN 1991-1-1:2002.

Fig. 8.16 - Extrait de NF EN 1998-1

L'étudiant se reportera à NF EN 1991-1-1 pour la détermination de la catégorie des ouvrages.

## Calcul du mode propre d'oscillation d'un bâtiment régulier

### FORMULE EMPIRIQUE

L'équation empirique donnée dans la littérature est que la période propre du mode fondamental d'un bâtiment régulier peut être estimée à  $T_1 = \frac{n}{10}$  où  $n$  est le nombre de niveaux (au sens anglo-saxon du terme : un R+8 comporte 9 niveaux).

### EQUATION 4.6 DE NF EN 1998-1

L'équation 4.6 de la clause 4.3.3.2.2 permet une évaluation de la période propre du mode fondamental de l'ouvrage à partir de sa hauteur  $H$  (mesurée en m depuis les fondations ou depuis un soubassement rigide) :  $T_1 = C_t (H^{3/4})$  et d'un coefficient  $C_t$  pris égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier, à 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et pour les triangulations excentrées en acier, et à 0,050 pour toutes les autres structures.

Le (3) de la clause 4.3.3.2.2 permet aussi de moduler la valeur de  $C_t$  sous certaines conditions.

### FORMULE DU QUOTIENT DE RAYLEIGH

Cette formule permet de calculer les déformations lors du mode fondamental pour une association d'oscillateurs simples (on prend pour hypothèse que la distribution des charges depuis la base de l'oscillateur est triangulaire). Elle est explicitement autorisée par la clause 4.3.3.2.2(2) de NF EN 1998-1. C'est à partir de l'écriture matricielle de l'équation du déplacement de l'extrémité libre d'une console soumise à une force appliquée à une certaine distance de sa base qu'on va estimer la fréquence propre du mode fondamental du bâtiment dans la direction  $x$  et dans la direction  $y$ . La démarche théorique est résumée dans le schéma suivant :

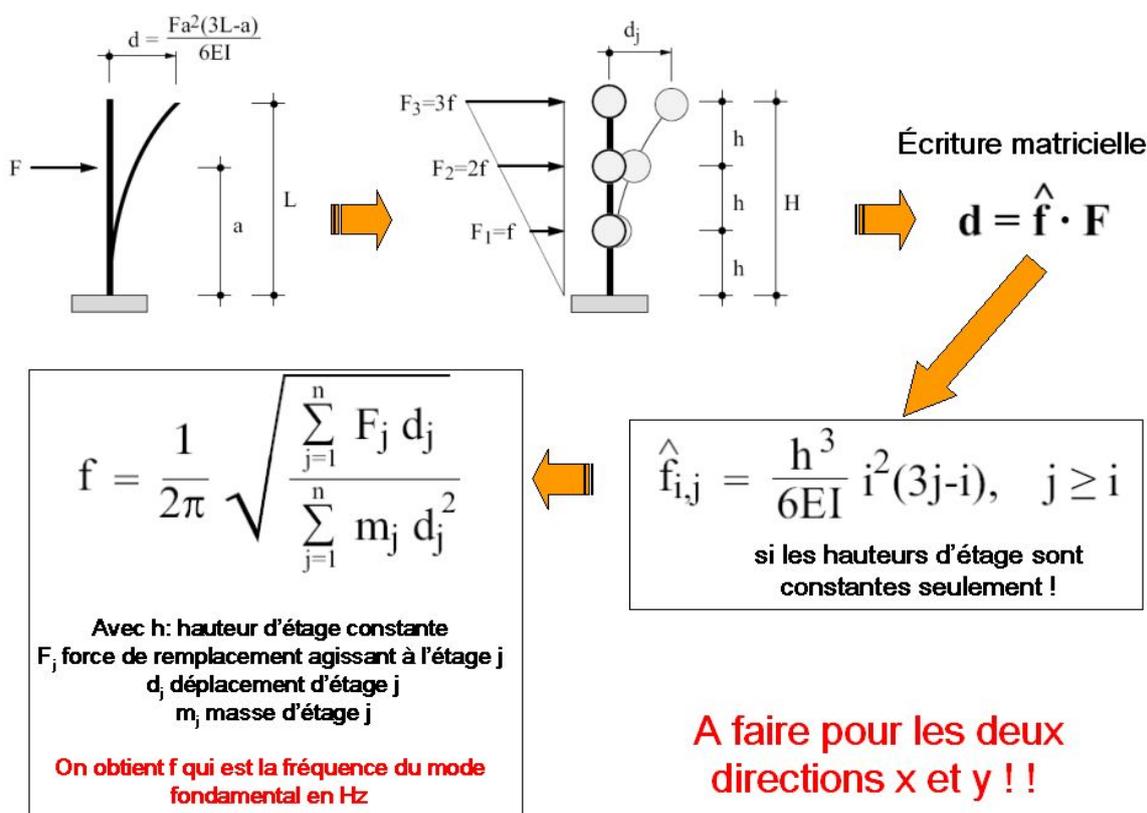


Fig. 8.17 – Quotient de Rayleigh

L'inertie  $I$  dans la formule matricielle est celle des refends :

- $I_y$  est donc la somme des moments d'inertie des refends dans le sens longitudinal  $x$ , qu'on aura préalablement calculé ;
- $I_x$  est alors la somme des moments d'inertie dans le sens transversal  $y$ , calculée aussi au préalable.

On est alors amené à calculer la fréquence propre du mode fondamental selon deux directions  $x$  et  $y$ . Cette méthode permet aussi de prendre en compte la perte d'inertie de certains refends due à la fissuration. On ne tient compte alors que de la participation d'un fractile des refends à l'inertie (on prend par exemple 30% ou 50% de l'inertie non fissurée).

La formule matricielle ci-dessus ne pose pas d'indice pour  $I$ , ce qui pré suppose que  $I$  est constante dans chacun des sens et pour tous les étages. Dans tout autre cas, on est censé laisser  $I_j$  dans la matrice et on ne pourra mettre en facteur commun que la quantité  $\frac{h^3}{6E}$ . Il sera alors plus

facile, comme le règlement le permet, d'utiliser l'équation 4.6.

Le tableau ci-dessous présente un calcul sous tableur automatisé pour un bâtiment à maximum 8 niveaux et donne les résultats pour un bâtiment de 6 niveaux, à 3 m de hauteur d'étage, 1100 tonnes par étage, pour une inertie de refends fixée. Ce tableau présente les résultats pour l'inertie non fissurée et pour 50% de l'inertie fissurée. L'étudiant pourra refaire les calculs à titre d'exercice.

	Données	Résultats		1	2	3	4	5	6	7	8	
			1	2	5	8	11	14	17	20	23	1
Nombre de niveaux (max 8)	6		2	5	16	28	40	52	64	76	88	2
Distance entre cdg niveaux (h, en m)	3		3	8	28	54	81	108	135	162	189	3
Masse d'un niveau (tonnes)	1100		4	11	40	81	128	176	224	272	320	4
Somme des moments d'inertie des refends dans sens longitudinal x (m4)	29		5	14	52	108	176	250	325	400	475	5
Somme des moments d'inertie des refends dans sens transversal y (m4)	15		6	17	64	135	224	325	432	540	648	6
E du béton (N/m²)	3,30E+10		7	20	76	162	272	400	540	686	833	7
			8	23	88	189	320	475	648	833	1024	8
h3/(6EIx)	9,09E-12											
h3/(6Ely)	4,70E-12		252	252	1	1	1	63504				
			1850	925	2	2	1	855625				
fy (Hz)	1,72		5700	1900	3	3	1	3610000				
fx (Hz)	2,39		12280	3070	4	4	1	9424900				
			21730	4346	5	5	1	18887716				
Ty (s)	0,58		33978	5663	6	6	1	32069569				
Tx (s)	0,42		0	6986	7	0	0	0				
			0	8309	8	0	0	0				
			75790					64911314				
Pourcentage de rigidité non fissurée	50,00%											
h3/(6Eix) fiss	1,82E-11											
h3/(6Ely) fiss	9,40E-12											
fy (Hz) fiss	1,22											
fx (Hz) fiss	1,69											
Ty (s) fiss	0,82											
Tx (s) fiss	0,59											
Formule empirique T=10/N	1,67											
Formule EC simple 0,05 (H*0,75)	0,44											

Fig. 8.18 – Exemple de calcul sous tableur

## Utilisation du spectre de dimensionnement

Le spectre à retenir pour le dimensionnement de la structure doit intégrer un coefficient de comportement  $q$ , tenant compte du comportement non linéaire de la structure. Le spectre de dimensionnement est décrit au 3.2.2.5 de NF EN 1998-1 :

### 3.2.2.5 Spectre de calcul pour l'analyse élastique

(1) La capacité des systèmes structuraux à résister à des actions sismiques dans le domaine non linéaire permet en général d'effectuer leur dimensionnement pour résister à des forces plus faibles que celles correspondant à une réponse linéaire élastique.

(2) Afin d'éviter d'effectuer, pour le dimensionnement, une analyse structurale non élastique explicite, la capacité de dissipation d'énergie de la structure, obtenue principalement par le comportement ductile de ses éléments et/ou d'autres mécanismes, est prise en compte en réalisant une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, dénommé ci-après «spectre de calcul». Cette réduction est réalisée en introduisant le coefficient de comportement  $q$ .

(3)P Le coefficient de comportement  $q$  est une approximation du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était complètement élastique avec un amortissement visqueux de 5 % et les forces sismiques qui peuvent être utilisées lors de la conception et du dimensionnement, avec un modèle linéaire conventionnel, en continuant d'assurer une réponse satisfaisante de la structure. Les valeurs du coefficient de comportement  $q$ , incluant également l'influence d'amortissements visqueux différents de 5 %, sont indiquées, pour divers matériaux et systèmes structuraux, selon divers niveaux de ductilité, dans les parties concernées de l'EN 1998. Les valeurs du coefficient de comportement  $q$  peuvent être différentes dans des directions horizontales différentes, bien que la classe de ductilité doive être la même dans toutes les directions.

(4)P Pour les composantes horizontales de l'action sismique, le spectre de calcul,  $S_d(T)$ , doit être défini par les expressions suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \dots (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \dots (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \dots (3.15)$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \dots (3.16)$$

où :

$a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  et  $T_D$  sont définis en 3.2.2.2 ;

$S_d(T)$  est le spectre de calcul ;

$q$  est le coefficient de comportement ;

$\beta$  est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal.

NOTE La valeur devant être attribuée à  $\beta$  pour être utilisée dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est  $\beta = 0,2$ .

Fig. 8.19 – extrait de NF EN 1998-1

On retiendra grâce à ce spectre la valeur numérique de  $S_d(T_1)$ , qu'on va utiliser dans la suite pour le calcul de l'effort tranchant à la base de la structure. Cette valeur intègre donc le coefficient de comportement  $q$  lié au type de la construction. L'annexe nationale française pourra modifier les valeurs recommandées de  $q$ , et on prendra, pour des structures en béton armé, une valeur de  $q=3$  dans la suite pour les applications numériques.

## Effort tranchant à la base de la structure

Le 4.3.3.2.2(1)P de NF EN 1998-1 donne la formule pour calculer l'effort tranchant à la base de la structure :

**4.3.3.2.2 Effort tranchant à la base de la structure**

(1)P L'effort tranchant sismique à la base,  $F_b$ , doit être déterminé, pour chaque direction principale dans laquelle le bâtiment est analysé, au moyen de l'expression suivante :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad \dots (4.5)$$

où :

$S_d(T_1)$  est l'ordonnée du spectre de calcul (voir 3.2.2.5) pour la période  $T_1$  ;

$T_1$  est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;

$m$  est la masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide, calculée conformément à 3.2.4(2) ;

$\lambda$  est le coefficient de correction, dont la valeur est égale à :  $\lambda = 0,85$  si  $T_1 \leq 2 T_C$  et si le bâtiment a plus de deux étages, autrement  $\lambda = 1,0$ .

NOTE Le coefficient  $\lambda$  traduit le fait que dans les bâtiments d'au moins trois étages avec des degrés de liberté de translation dans chaque direction horizontale, la masse modale effective du premier mode (fondamental) est inférieure, en moyenne de 15 %, à la masse totale du bâtiment.

Fig. 8.20 – Extrait du règlement

## Distribution des forces sismiques horizontales au niveau des planchers

Dans le cas des bâtiments en béton armé contreventés par des voiles de refends, la raideur de la structure est importante, de sorte qu'on peut s'attendre à ce que le mode fondamental de vibration est tel que les déplacements horizontaux croissent linéairement en fonction de la hauteur. On peut alors utiliser les équations du 4.3.3.2.3(3) en lieu et place de celles du 4.3.3.2.3(1), ce que nous ferons toujours dans le cas de bâtiments en béton armé :

(3) Lorsque le mode fondamental est déterminé de manière approximative en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur, les forces horizontales  $F_i$  doivent être pris comme donné par l'expression :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_j z_j \cdot m_j} \quad \dots (4.11)$$

où :

$z_i, z_j$  sont les hauteurs des masses  $m_i, m_j$  au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (fondations ou sommet d'un soubassement rigide).

(4)P Les forces horizontales  $F_i$  déterminées comme indiqué dans le présent paragraphe doivent être distribuées dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides dans leur plan.

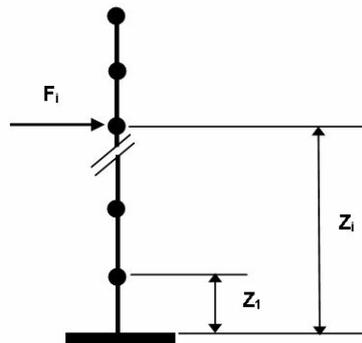


Fig. 8.21 – Principe de calcul des forces

La force  $F_i$  s'applique au centre de gravité des planchers, mais ce n'est pas la seule appliquée aux planchers : la torsion doit être prise en compte.

## Prise en compte des effets de la torsion

### REPOSITIONNEMENT CDG PLANCHERS

Afin de tenir compte des incertitudes sur la distribution spatiale réelle des masses, on introduit une incertitude sur la position nominale du centre de gravité (centre de masse) par la prise en compte d'une excentricité  $e_{ai}$  dans chacune des directions :

#### 4.3.2 Effets accidentels de torsion

(1)P Afin de tenir compte des incertitudes concernant la localisation des masses et la variation spatiale du mouvement sismique, le centre de gravité calculé de chaque plancher  $i$  doit être déplacé dans chaque direction, par rapport à sa position nominale, d'une excentricité accidentelle additionnelle :

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad \dots (4.3)$$

où :

$e_{ai}$  est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau  $i$  par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux ;

$L_i$  est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Fig. 8.22

On calcule ainsi  $(e_{aix}, e_{aiy})$  à ajouter aux coordonnées de calcul nominales du centre de gravité du plancher. C'est en ce nouveau point que s'applique la force sismique de niveau.

### REPARTITION DE LA FORCE SISMIQUE DE NIVEAU SUR LES CONTREVENTEMENTS

On suppose connues les coordonnées  $g_x$  et  $g_y$  du centre de masse  $G$ . On suppose connue la force agissante d'étage  $F_j$ , qui se décompose selon les axes  $X$  et  $Y$  en  $F_{jx}$  et  $F_{jy}$ .

On localise dans le plan les murs de contreventement, on identifie les murs obliques que l'on assimile à une association de murs fictifs orthogonaux de même centre de gravité :

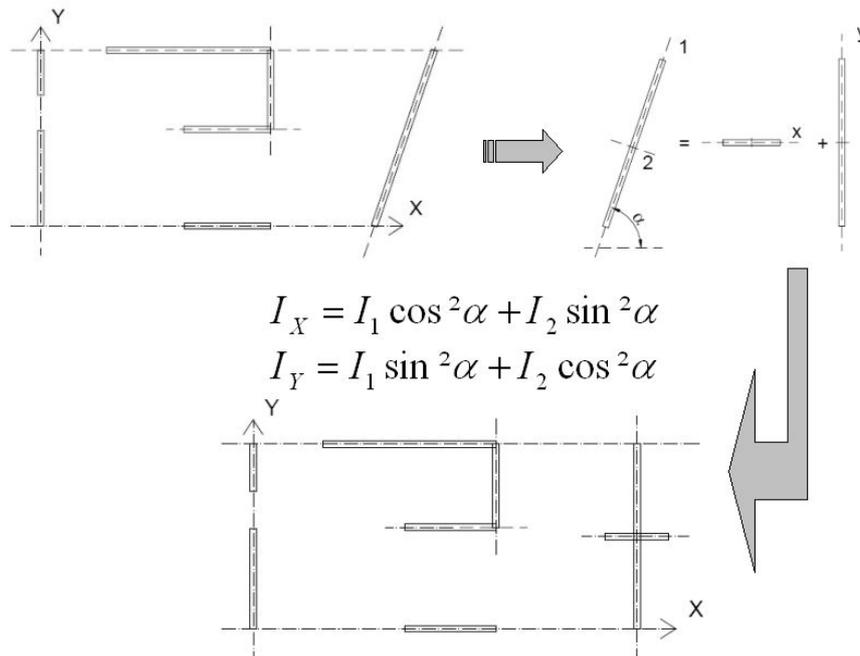


Fig. 8.23

On détermine alors facilement pour chaque refend les inerties et les centres de gravité.

On note  $I_{x1}, I_{x2}, \dots, I_{x5}$  les moments d'inertie des murs parallèles à l'axe des  $y$  et  $I_{y1}, I_{y2}, \dots, I_{y4}$  les moments d'inertie des murs parallèles à l'axe des  $x$  (l'indice se réfère à l'axe du mur parallèle à celui par rapport auquel le moment d'inertie est évalué).

On note  $d_{x1}, d_{x2}, \dots, d_{x5}$  les distances, à l'axe  $y$ , des centres de gravité des murs parallèles à  $y$ .

On note  $d_{y1}, d_{y2}, \dots, d_{y4}$  les distances, à l'axe  $x$ , des centres de gravité des murs parallèles à  $x$ .

Si on note  $d_{cx}$  la distance à l'axe  $O_y$  du centre de rigidités « T » et  $d_{cy}$  sa distance à l'axe  $O_x$ , on a :

$$d_{cx} = \frac{\sum_i I_{xi} d_{xi}}{\sum_i I_{xi}} \text{ et } d_{cy} = \frac{\sum_i I_{yi} d_{yi}}{\sum_i I_{yi}}$$

On en déduit l'excentricité « e » de coordonnées  $(g_x - d_x)$  et  $(g_y - d_y)$  et le moment induit  $M = F_j \cdot e$   
On répartit ensuite  $F_{jx}$  et  $F_{jy}$  au prorata des inerties des refends de contreventement :

$$H_{tx,j} = \frac{F_{x,j} I_{xi,j}}{\sum_i I_{xi,j}} \text{ et } H_{ty,j} = \frac{F_{y,j} I_{yi,j}}{\sum_i I_{yi,j}}$$

L'effort de torsion généré doit être équilibré par les forces suivantes :

$$H_{rx,j} = \frac{My I_{x,j}}{J} \text{ et } H_{ry,j} = \frac{Mx I_{y,j}}{J} \text{ avec } J = \sum_i I_{xi,j} y_{ti,j}^2 + \sum_i I_{yi,j} x_{ti,j}^2$$

$x_{ti,j}$  et  $y_{ti,j}$  sont les distances du centre de torsion de l'étage j  
aux centres de gravité des panneaux i de l'étage j.

Finalement, les refends reçoivent les forces suivantes qu'ils doivent équilibrer :

$$H_{xi} = H_{txi} + H_{rxj} \text{ et } H_{yi} = H_{tyi} + H_{ryj}$$

### AMPLIFICATION DES FORCES

Les forces reprises par les refends et calculées précédemment doivent être multipliées par un coefficient qui introduit une incertitude sur le modèle de calcul adopté :

#### **4.3.3.2.4 Effets de la torsion**

(1) Dans le cas d'une répartition symétrique de la raideur latérale et de la masse et à moins que l'excentricité accidentelle de **4.3.2(1)P** ne soit prise en compte par une méthode plus précise (par exemple, celle de **4.3.3.3(1)**), les effets de torsion accidentels peuvent être pris en compte en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement résultant de l'application de **4.3.3.2.3(4)** par le coefficient  $\delta$  donné par :

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad \dots (4.12)$$

où :

$x$  est la distance en plan de l'élément considéré au centre de masse du bâtiment en plan, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée ;  
 $L_e$  est la distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

(2) Si l'analyse est effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, les effets de torsion peuvent être déterminés en doublant l'excentricité  $e_{aj}$  de l'expression (4.3) et en appliquant l'alinéa (1) du présent paragraphe avec le facteur 0,6 de l'expression (4.12) augmenté à 1,2.

Fig. 8.24

## IMPLICATIONS SUR LE DIMENSIONNEMENT ET SUR LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES ELEMENTS

### Données de sortie de la méthode

Pour chaque étage, on a donc calculé les charges sismiques sollicitant chacun des planchers, et chacun des murs de contreventement. Ces charges, combinées avec les autres charges de calcul, seront prises en compte pour le dimensionnement des éléments. Le dimensionnement tiendra aussi compte des dispositions constructives nécessaires en cas de séisme aux liaisons et dans les zones ductiles.

### Etude d'un panneau de refends

Le panneau de refends reprend les forces horizontales appliquées et ces dernières impliquent un moment à la base du panneau, comme le montre la figure ci-dessous. Il existe donc une zone du panneau comprimée, et une zone tendue (ce phénomène pouvant agir dans les deux sens). Ainsi, on est amené à déterminer la longueur de la zone comprimée du panneau.

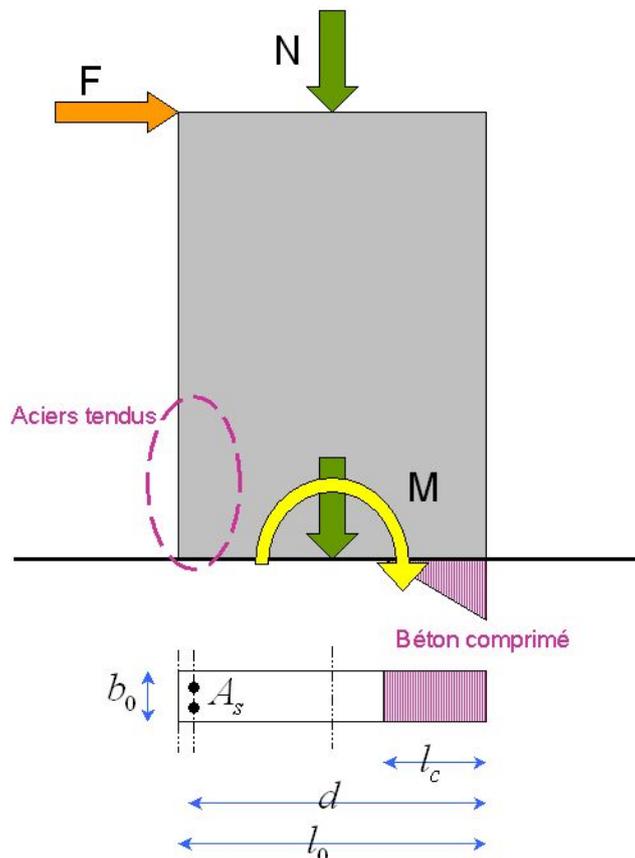


Fig. 8.25

On se retrouve face à une section de béton armé, dont la longueur de compression prise en compte sera de 85% de la longueur effectivement comprimée.

### Généralisation à une série de panneaux superposés sur la hauteur du bâtiment

#### DIAGRAMMES DES EFFORTS SUR UN REFENDS

On applique alors ce calcul à un refend de contreventement sur la hauteur de tous les étages, et on peut déterminer les graphes des efforts internes sur un refend en fonction des étages. Ce

graphe permettra de déterminer les caractéristiques minimales d'armature et de coffrage du refends concerné pour chacun des étages :

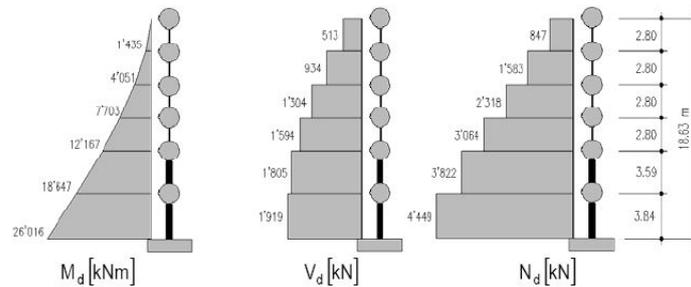


Fig. 8.26 – Efforts sur mur de refends

En pratique, la section des voiles reste la même du RDC au dernier étage : le dimensionnement se fait alors principalement en fonction de l'effort normal de compression (en tenant compte de la compression induite par les forces sismiques, voir plus bas). Pour ce qui est de l'effort tranchant, le dimensionnement peut consister en une prise en compte de l'enveloppe des sollicitations, mais il peut s'effectuer de façon plus fine. Concernant la section d'armatures sur l'ensemble de la hauteur du bâtiment, la prise en compte de la variation du moment fléchissant permet de diminuer progressivement la quantité d'acier au fur et à mesure que le voile prend de l'altitude. Ces aspects ne dispensent pas de respecter un certain nombre de dispositions constructives.

### DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

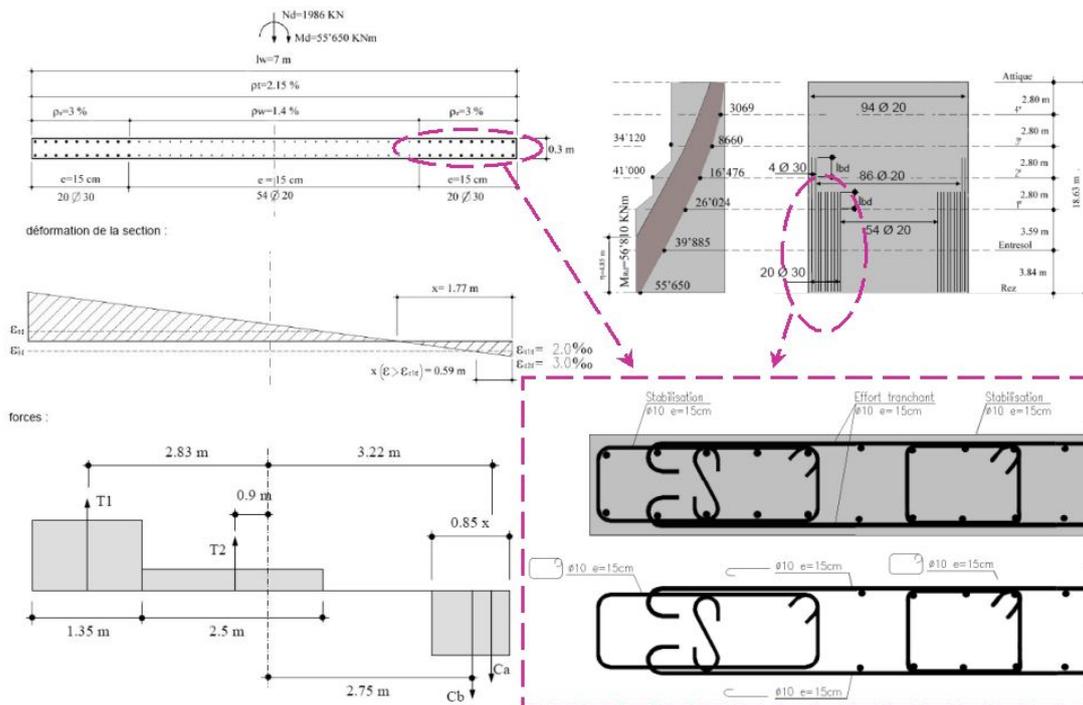
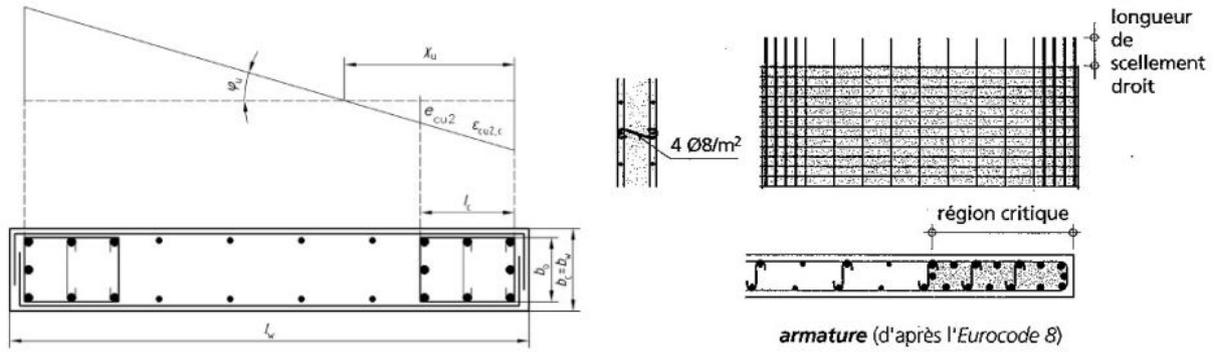
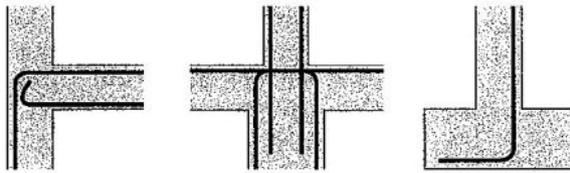


Fig. 8.27 – Principe de dimensionnement d'un voile et dispositions constructives dans les zones critiques

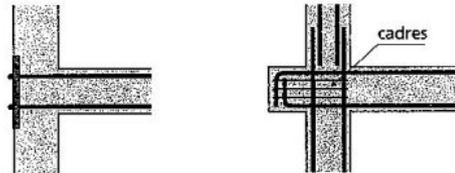
Il existe un certain nombre de dispositions constructives en fonction du comportement adopté pour l'ensemble du bâtiment, du mode de dimensionnement choisi, et des éléments concernés. L'étudiant se reportera à un cours spécifique d'ingénierie parasismique appliquée au béton armé pour plus d'informations, ou encore lira dans le détail NF EN 1998-1 et son annexe nationale (une fois parue).



armature (d'après l'Eurocode 8)

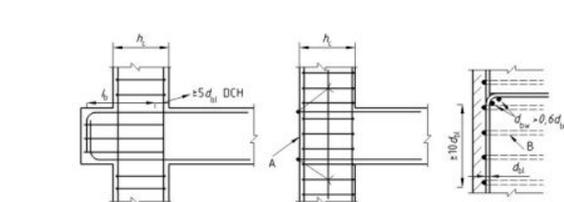


ancrage par coudes à 90° (d'après les Règles PS 92)



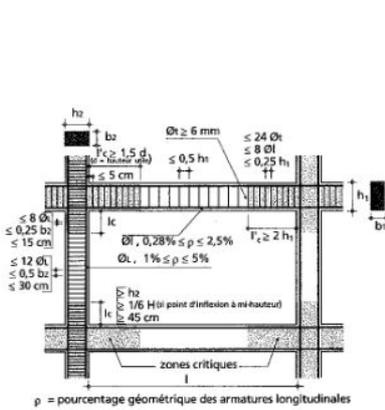
soudage sur une plaque d'ancrage (d'après Eurocode 8)

ancrage au-delà du noeud (d'après Eurocode 8)



Légende

- A Plaque d'ancrage
- B Armatures de confinement autour des armatures du poteau



$\rho$  = pourcentage géométrique des armatures longitudinales

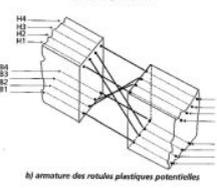
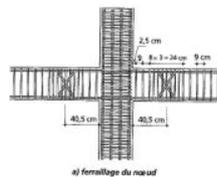


FIG. VIII 55 Solution permettant la formation de rotules plastiques dans les poutres surhaussées (d'après [56]).

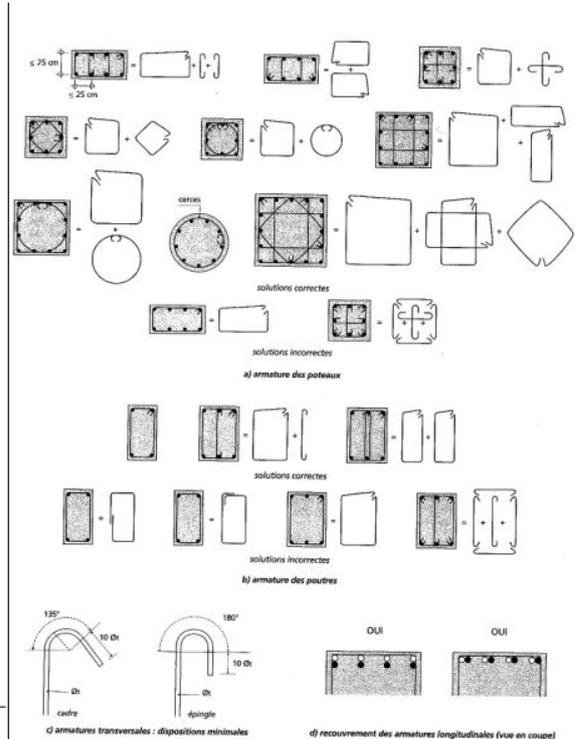


Fig. 8.28 – Dispositions constructives issues de diverses sources bibliographiques

La bibliographie en fin de polycopié comporte des références utiles pour la conception parasismique et les dispositions constructives.

# 9 – Introduction à Eurocode 7

*Les Eurocodes sont des documents de référence pour le dimensionnement des ouvrages qui ont commencé à remplacer les règles nationales. Pour les fondations et les ouvrages de géotechnique, il s'agit de l'Eurocode 7, référencé NF EN 1997. La partie 1 d'EC7, NF EN 1997-1, traite des règles générales du calcul géotechnique. La partie 2, NF EN 1997-2, traite de la reconnaissance des terrains et des essais de sol. Concernant les ouvrages en terre, les ouvrages de soutènement, et les fondations (profondes et superficielles), il apparaîtra aussi des normes d'essais et des normes d'exécution, NF EN 1997 étant une norme de dimensionnement.*

## DE L'UTILISATION DES EUROCODES

Ils ne sont pas rédigés dans l'esprit des textes nationaux amenés à être remplacés. Ils sont rédigés en termes de performances à atteindre plutôt qu'en termes de solutions à mettre en œuvre, et laissent une marge de liberté parfois assez grande aux Etats (via l'annexe nationale) et aux concepteurs. Ces derniers devront donc agir avec une rigueur accentuée : ils ne pourront pas faire l'impasse sur la vérification de la compatibilité des prescriptions qu'il impose à son cas particulier. La simple référence au règlement sera souvent insuffisante, il faudra tout mettre en œuvre pour que la prescription soit suffisamment explicite afin que le niveau de fiabilité du dimensionnement de l'ouvrage soit celui attendu.

Du fait de leur mode d'élaboration par des groupes de travail internationaux, on trouvera dans les Eurocodes des méthodes de dimensionnement officiellement autorisées et qui n'avaient pas été utilisées en France auparavant. Aussi, le dimensionnement assisté par l'expérimentation est accepté sous certaines conditions, tout comme l'utilisation de modèles très souvent non-linéaires (du fait de la démocratisation de l'accès aux moyens performants de calcul). Ainsi, l'utilisation des Eurocodes ne pourra se faire sans une expertise avancée sur le sujet concerné : cette expérience de haut niveau sera exigible autant de la part de celui qui utilise le modèle que de celui qui assure le suivi de sa bonne utilisation...

## LES HYPOTHESES DE BASE POUR L'APPLICATION DES EUROCODES

La commande, la collecte, l'interprétation des données nécessaires, le calcul des structures, l'exécution des travaux sont réalisés par du personnel qualifié et expérimenté

Une surveillance et un contrôle de la qualité sont assurés

Il existe une bonne communication entre les différents acteurs du projet

Les matériaux et produits sont utilisés correctement dans les règles de l'art

Le bâtiment ou l'ouvrage sera entretenu de manière convenable et utilisé conformément à l'objectif défini lors du dimensionnement

## PRESENTATION DE NF EN 1997

La norme NF EN 1997 doit être utilisée avec EUROCODE 0 (NF EN 1990 et AN). Elle est applicable aux aspects géotechniques du calcul des bâtiments et des ouvrages d'art, n'aborde pas le calcul sismique, pour cela voir EUROCODE 8 (NF EN 1998). La notation (P) des NF EN 199X indique un principe pour lequel aucune alternative n'est admise. Les Eurocodes indiquent des règles d'application qui sont des exemples de règles qui respectent les principes et satisfont leur exigence. Elles sont donc non exhaustives...

La table des matières du règlement est la suivante.

### Les sections

- Section 1 – Généralités
- Section 2 – Bases du calcul géotechnique
- Section 3 – Données géotechniques
- Section 4 – Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien
- Section 5 – Mise en œuvre des remblais, rabattement de nappe et renforcement des terrains
- Section 6 – Fondations superficielles
- Section 7 – Fondations profondes
- Section 8 – Ancrages
- Section 9 – Ouvrages de soutènement
- Section 10 – Rupture d'origine hydraulique
- Section 11 – Stabilité d'ensemble
- Section 12 – Remblais

### Les annexes

L'annexe A traite des facteurs partiels de sécurité pour les états limites ultimes. Cette annexe est NORMATIVE.

L'annexe B décrit les éléments de base pour les approches de calcul (DA, design approach) 1, 2 et 3. Cette annexe est INFORMATIVE.

L'annexe C traite des procédures pour déterminer la poussée des terres sur les murs verticaux. Cette annexe est INFORMATIVE.

L'annexe D donne la méthode analytique de calcul de la capacité portante. Cette annexe est INFORMATIVE.

L'annexe E donne la méthode semi-empirique de calcul de la capacité portante. Cette annexe est INFORMATIVE.

L'annexe F donne la méthode d'évaluation du tassement. Cette annexe est INFORMATIVE.

L'annexe G donne la méthode de détermination de la capacité portante de fondations superficielles sur rocher. Cette annexe est INFORMATIVE.

L'annexe H fixe les déplacements limites des fondations et les déformations des structures. Cette annexe est INFORMATIVE.

L'annexe J (où est donc l'annexe I ???) est un aide mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi des ouvrages. Cette annexe est INFORMATIVE.

### Calcul des fondations superficielles

Pour le calcul des fondations superficielles, on se reportera à la section 6 du règlement, dont le plan est reproduit ci-dessous :

- 6.1 – Généralités
- 6.2 – États limites (la liste des états limites à considérer)
- 6.3 – Actions et situations de calcul (la liste des actions et situations de calcul à considérer)
- 6.4 – Considérations relatives au calcul et à la construction (méthodes de calcul...)

- 6.5 – Calcul à ELU (stabilité générale, portance, glissement)
- 6.6 – Calcul à ELS (tassement, soulèvement, vibrations)
- 6.7 – Fondations au rocher
- 6.8 – Calcul de la structure des fondations superficielles
- 6.9 – Préparation du sol d'assise

## Calcul des fondations profondes

Pour le calcul des fondations profondes, on se reportera à la section 7 du règlement, dont le plan est reproduit ci-dessous :

- 7.1 – Généralités
- 7.2 – États limites (la liste des états limites à considérer)
- 7.3 – Actions et situations de calcul (la liste des actions et situations de calcul à considérer)
- 7.4 – Méthodes de calcul et considérations sur la méthode
- 7.5 – Essais de chargement de pieu
- 7.6 – Pieux sous charge axiale
- 7.7 – Pieux chargés latéralement
- 7.8 – Calcul de la structure des pieux
- 7.9 – Surveillance de l'exécution des travaux

## Principe général du calcul selon NF EN 1997

EN 1997-2 distingue les essais en place (F : floor) des essais en laboratoire (L). Pour chaque type d'essai, deux classes sont distinguées. On dispose donc d'essais de type F1, F2, L1 et L2. Les essais F2 et L1 nécessitent des corrélations afin de déterminer les résultats d'essais notés  $X_i$  dans la figure 8.1. Pour les résultats obtenus par corrélations, on parlera plutôt de valeur dérivée.

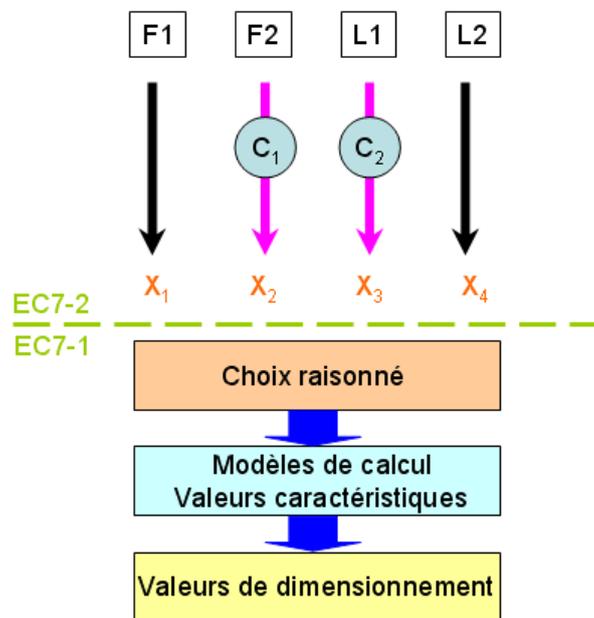


Fig. 9.1 – Démarche générale de NF EN 1997-1

En fonction d'informations diverses sur le projet (environnement immédiat, historique du site, etc.) ou pourra prendre une marge de sécurité particulière sur les résultats d'essais ou les valeurs dérivées. Un choix raisonné et prudent sera donc fait, y compris en considérant le modèle de calcul utilisé par la suite pour le dimensionnement. C'est à partir de ces valeurs dérivées, incluant un choix prudent, que la démarche semi-probabiliste se déroulera jusqu'à obtention de la valeur de calcul.

## Zoom sur la partie 1 de NF EN 1997-1

Cette partie définit des notions importantes comme l'action géotechnique (1.5.2.1), les catégories géotechniques (2.1.(8)), les exigences pour la justification des ouvrages (2.1), les valeurs caractéristiques à considérer pour les actions géotechniques (), les approches de calcul (2.4.5.2), et les états limites ultimes (2.4.7.1).

Une action géotechnique est une action transmise à la structure par le sol, les remblais, l'eau libre, ou l'eau souterraine.

Pour chaque situation de calcul géotechnique, il est exigé qu'aucun état limite pertinent ne soit atteint. La vérification des états limites doit se faire par l'un ou par l'utilisation d'une combinaison des moyens suivants : utilisation de calculs, adoption de méthodes prescriptives, utilisation de modèles expérimentaux ou d'essais de chargement, ou encore méthode observationnelle.

La complexité de chaque étude est associée à une catégorie géotechnique. Ces catégories sont numérotées de 1 à 3 :

- 1 – Ouvrages petits et simples à risque négligeable (conditions de terrain connues et simples)
- 2 – Ouvrages courants sans risque anormal ni conditions de terrain et de chargement inhabituelles
- 3 – Ouvrages ne rentrant pas dans les 2 catégories précédentes.

La valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique sera une estimation prudente de la valeur affectant l'état limite considéré. 2.4.5.2(9) et (10) indiquent notamment que si des méthodes statistiques sont utilisées pour la détermination de ces valeurs, il convient :

- d'une part : que ces méthodes fassent la distinction entre échantillons locaux et régionaux, et qu'elles permettent d'utiliser la connaissance a priori des propriétés de terrains analogues ;
- d'autre part : que la probabilité d'obtenir une valeur pénalisante plus faible que celle relative à l'état limite considérée soit inférieure à 5%.

Les états limites à prendre en considération sont au nombre de 5 : EQU, STR, GEO, UPL, HYD :

- EQU concerne une perte d'équilibre statique de la structure ou du terrain.
- STR concerne une rupture interne ou déformation excessive des matériaux constituant la structure.
- GEO concerne une rupture ou déformation excessive du terrain.
- UPL concerne une rupture par soulèvement dû à des forces verticales.
- HYD concerne une rupture causée par des gradients hydrauliques dans le terrain.

Eurocode 7 introduit en outre 3 approches de calcul (design approach, DA) numérotées de 1 à 3. Les situations où on utilise telle ou telle approche de calcul sont données dans Eurocode 0. Selon l'approche de calcul, le concepteur sera amené à utiliser des coefficients partiels différents et des jeux de combinaisons différents pour mener à bien les calculs.

Approches	Combinaisons
1	A1 "+" M1 "+" R1
	A2 "+" M2 "+" R1
2	A1 "+" M1 "+" R2
3	A1 ou A2 "+" M2 "+" R3

Pour l'approche de calcul 1, par exemple, le concepteur utilisera au choix :

- le jeu n°1 de coefficients pour les actions, le jeu n°1 pour les coefficients concernant les matériaux, et le jeu n°1 pour les coefficients relatifs aux résistances.
- le jeu n°2 de coefficients pour les actions, le jeu n°2 pour les coefficients concernant les matériaux, et le jeu n°1 pour les coefficients relatifs aux résistances.

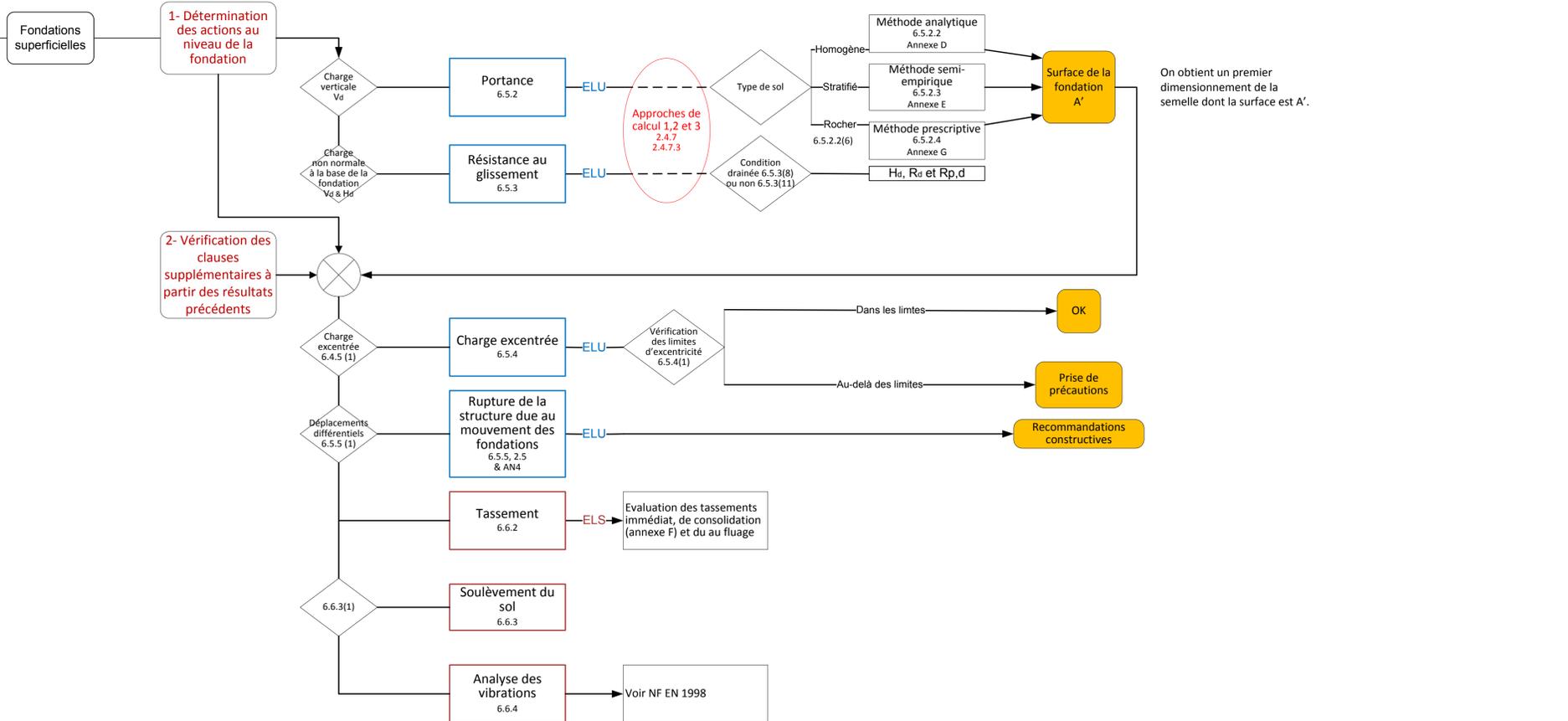
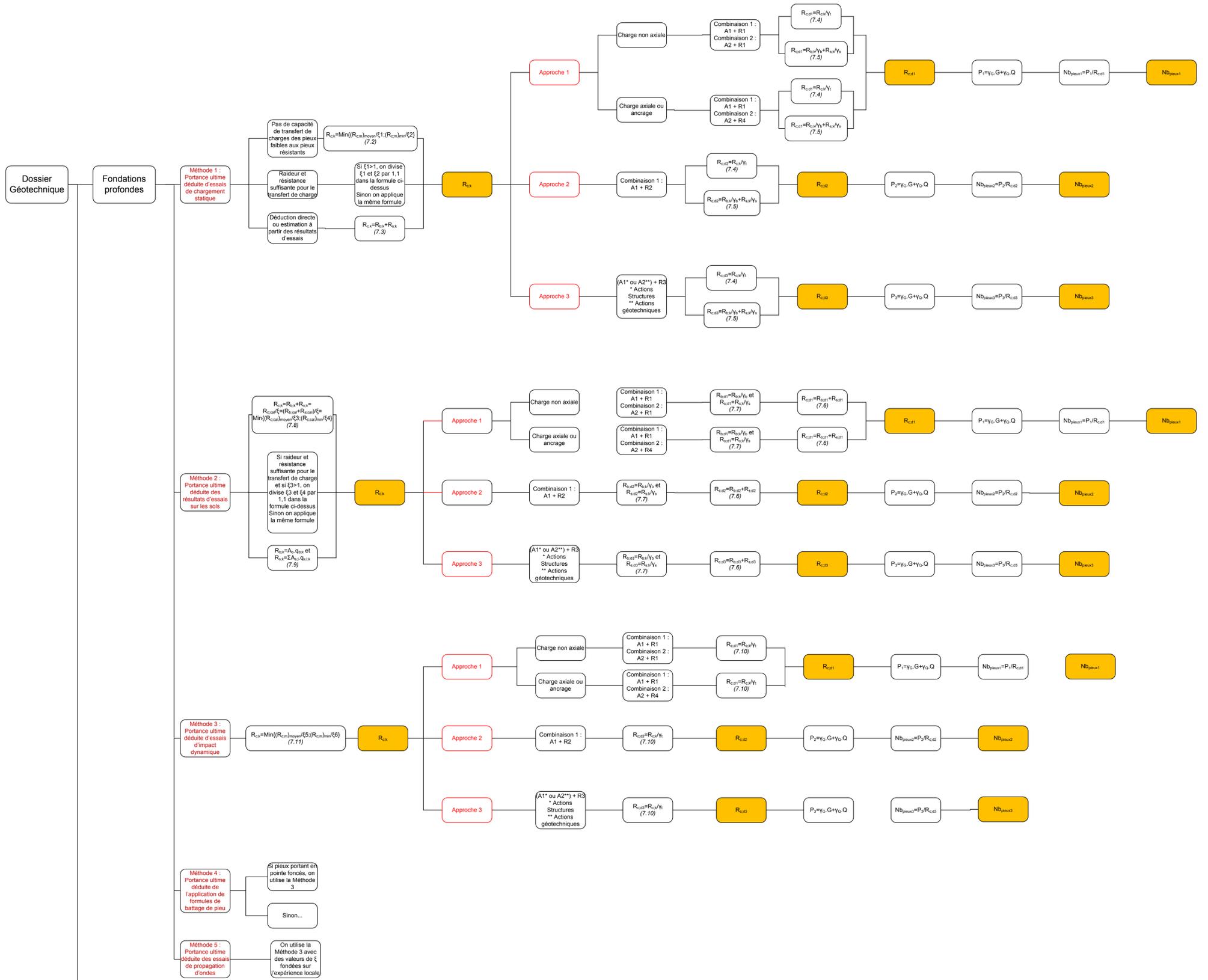
Action ( $\gamma_F$ )	Symbole	Jeu A1	Jeu A2
Permanente			
Défavorable	$\gamma_G$	1,35	1,00
Favorable	$\gamma_G$	1,00	1,00
Variable			
Défavorable	$\gamma_Q$	1,50	1,30
Favorable	$\gamma_Q$	0	0

Paramètre de sol ( $\gamma_M$ )	Symbole	Jeu M1	Jeu M2
Résist. au cisaillement			
Cohésion drainée	$\gamma_\phi$	1,00	1,25
Cohésion non drainée	$\gamma_c$	1,00	1,25
Résist. non confinée	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
	$\gamma_{qu}$	1,00	1,40
Masse volumique	$\gamma_v$	1,00	1,00

Résistance ( $\gamma_R$ )	Symbole	Jeu R1	Jeu R2	Jeu R3
Portance	$\gamma_{Rv}$	1,00	1,4	1,00
Glissement	$\gamma_{Rh}$	1,00	1,1	1,00

Les organigrammes suivants présentent la démarche de calcul de fondations superficielles et de fondations profondes selon NF EN 1997-1.

## Le document format A1 suivant présente les organigrammes de calcul des fondations selon NF EN 1997-1



## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Fascicule 62 Titre V du CCTG
- [2] DTU 13.2
- [3] DTU 13.12
- [4] Documentation appareils de mesures ROCTEST
- [5] « Construire parasismique », Ed. Parenthèses, Milan Zacek
- [6] « Ouvrages de structures, Répertoire illustré et commenté des pathologies », Ed. WEKA
- [7] « Cours pratique de mécanique des sols – 1. Plasticité et calcul des tassements ; 2. Calcul des ouvrages », J. Costet et G. Sanglerat, Ed. Dunod
- [8] « Traité de physique du bâtiment » Tomes 1 et 2, Ed. CSTB

## Fiche d'évaluation du cours FSP

Fiche d'évaluation du cours FSP		
	Note (1 à 6)	Commentaires
<b>Ambiance</b>		
Organisation matérielle (salles, dispositifs de projection, paper board...)		
Qualité d'animation du cours		
Qualité des explications de l'enseignant		
Moyens pédagogiques fournis par l'enseignant (polycopiés, documents, annexes, etc.)		
Intérêt de ce cours par rapport à votre vie professionnelle future		
Appréciation générale sur le cours		
Quels sont les points positifs de ce cours ?		
Quels sont les points négatifs de ce cours ?		
Suggestions diverses		
<b>Nom et prénom de l'étudiant</b>		

\* 1 Pas satisfaisant - 2 Peu satisfaisant - 3 Correct - 4 Satisfaisant - 5 Très satisfaisant - 6 Excellent