



Plan de prévention des risques naturels prévisibles - P.P.R. -

Mouvements différentiels de terrain
liés au phénomène de retrait gonflement
des sols argileux

DEPARTEMENT du GERS

Communes :

- CASTERON
- ISLE BOUZON
- LECTOURE
- MAUROUX

Approuvé par Arrêté Préfectoral du 29 mars 2006



<http://www.gers.gouv.fr/Politiques-publiques/Prevention-des-risques-naturels-et-technologiques/Risques-naturels-inondation-retrait-gonflement-argiles-sismique/Risque-retrait-gonflement-des-argiles-RGA/Toutes-les-communes-du-Gers-concernees-par-un-Plan-de-Prevention-du-Risque-retrait-gonflement-des-argiles-PPR-rga>

Sommaire

- 1- Cartes de zonage réglementaire
- 2- Note de présentation
- 3- Règlement
- 4- Annexes



PRÉFECTURE DU GERS



direction
départementale
de l'Équipement
Gers

Plan de prévention des risques naturels prévisibles - P.P.R. -

Mouvements différentiels de terrain
liés au phénomène de retrait gonflement
des sols argileux

Arrêté de prescription PPR du 30 avril 2003

DEPARTEMENT du GERS

Communes :

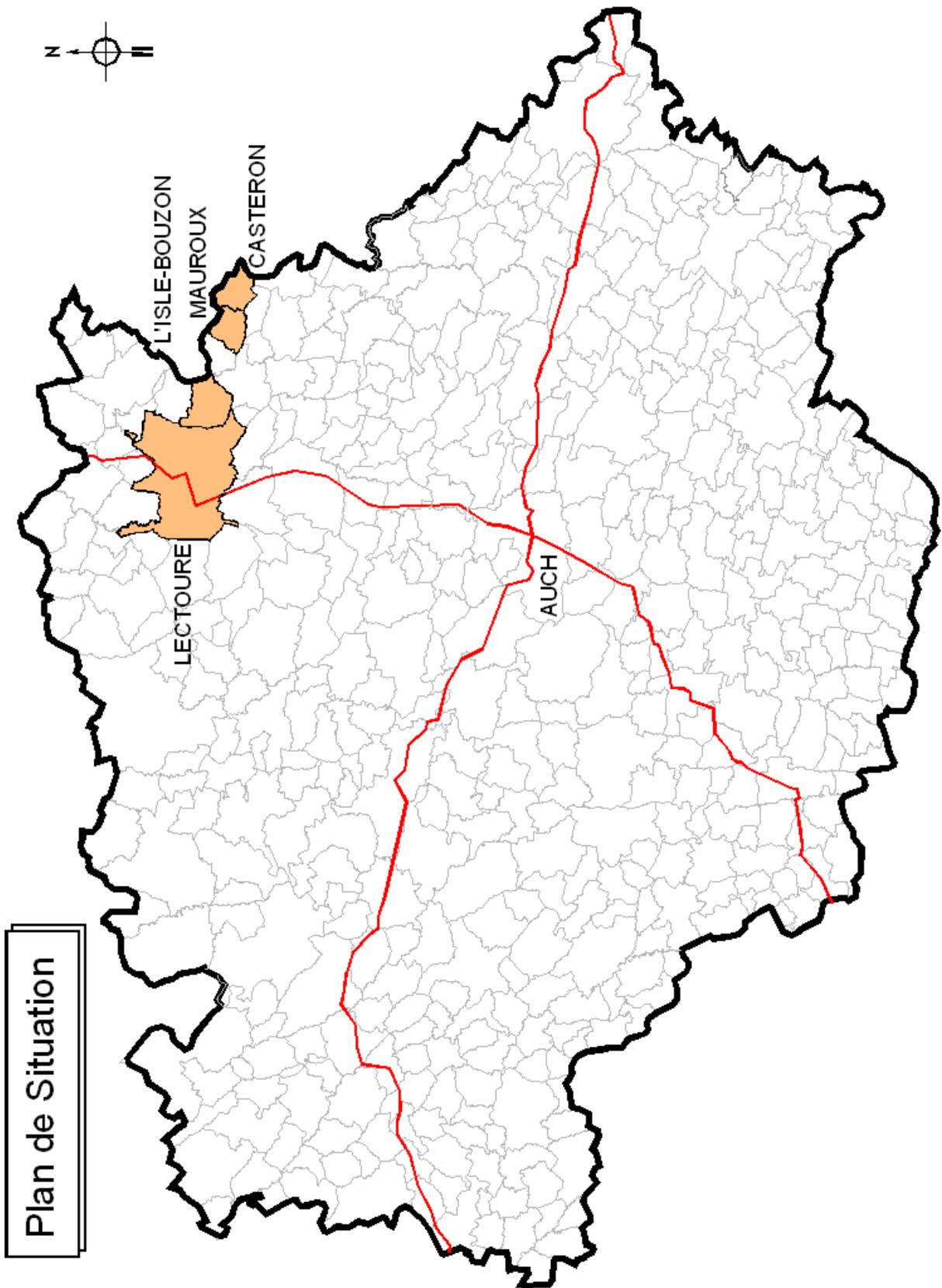
- CASTERON
- ISLE BOUZON
- LECTOURE
- MAUROUX

Cartes de zonage réglementaire

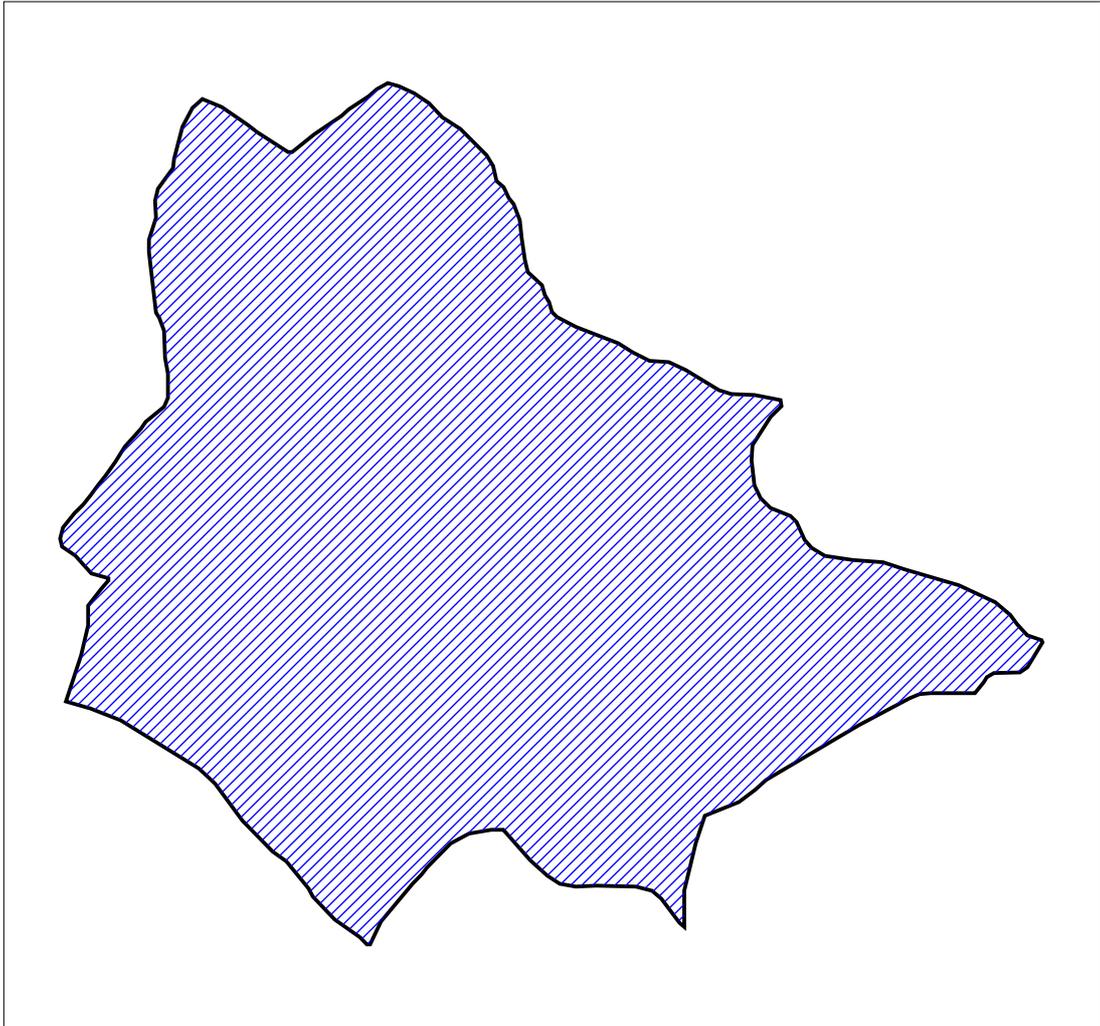


Zone moyennement exposée (B2)

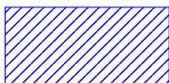




CASTÉRON

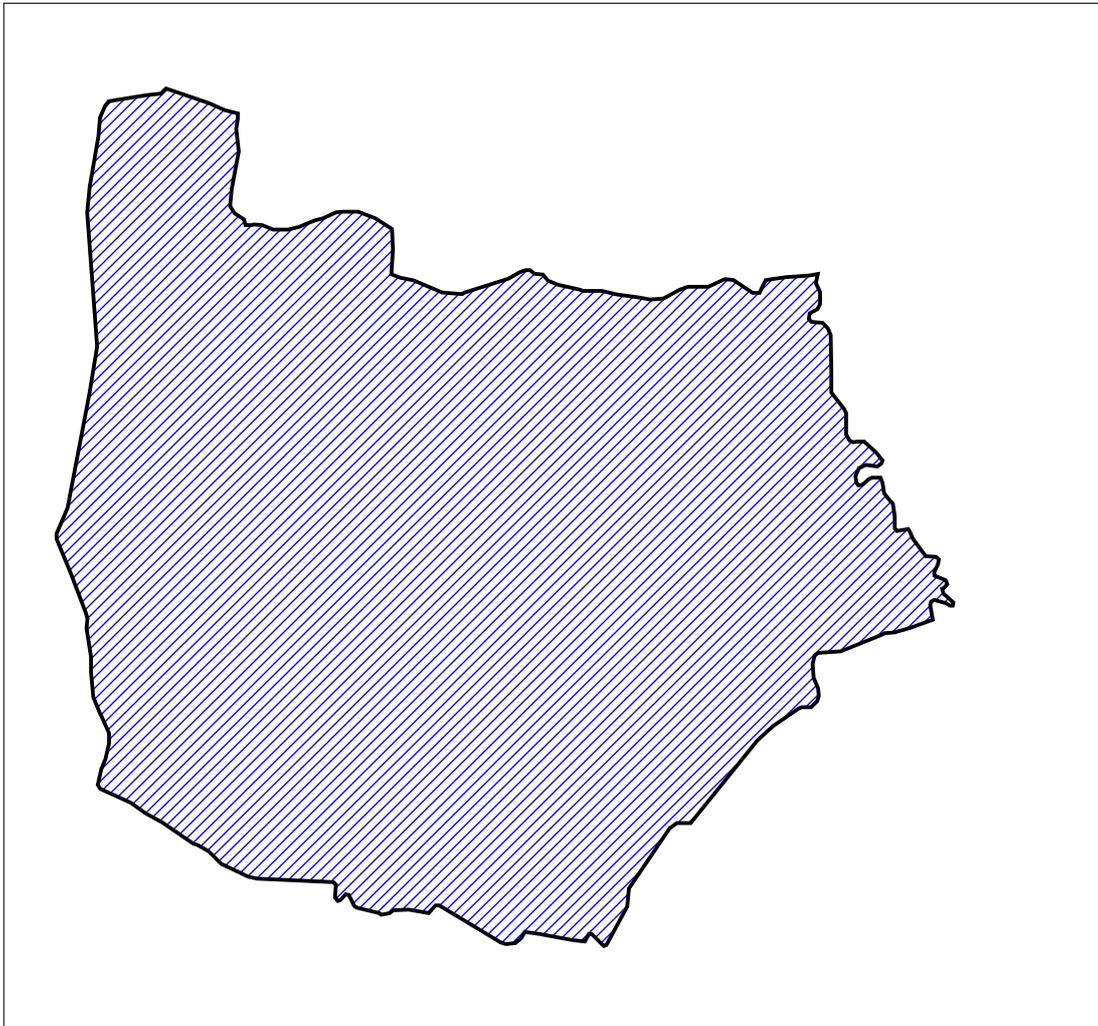


Arrondissement: Condom
Canton: Saint Clar
Population 1999: 58



L'ensemble du territoire communal est concerné
par la zone B2 moyennement exposée

L'ISLE BOUZON

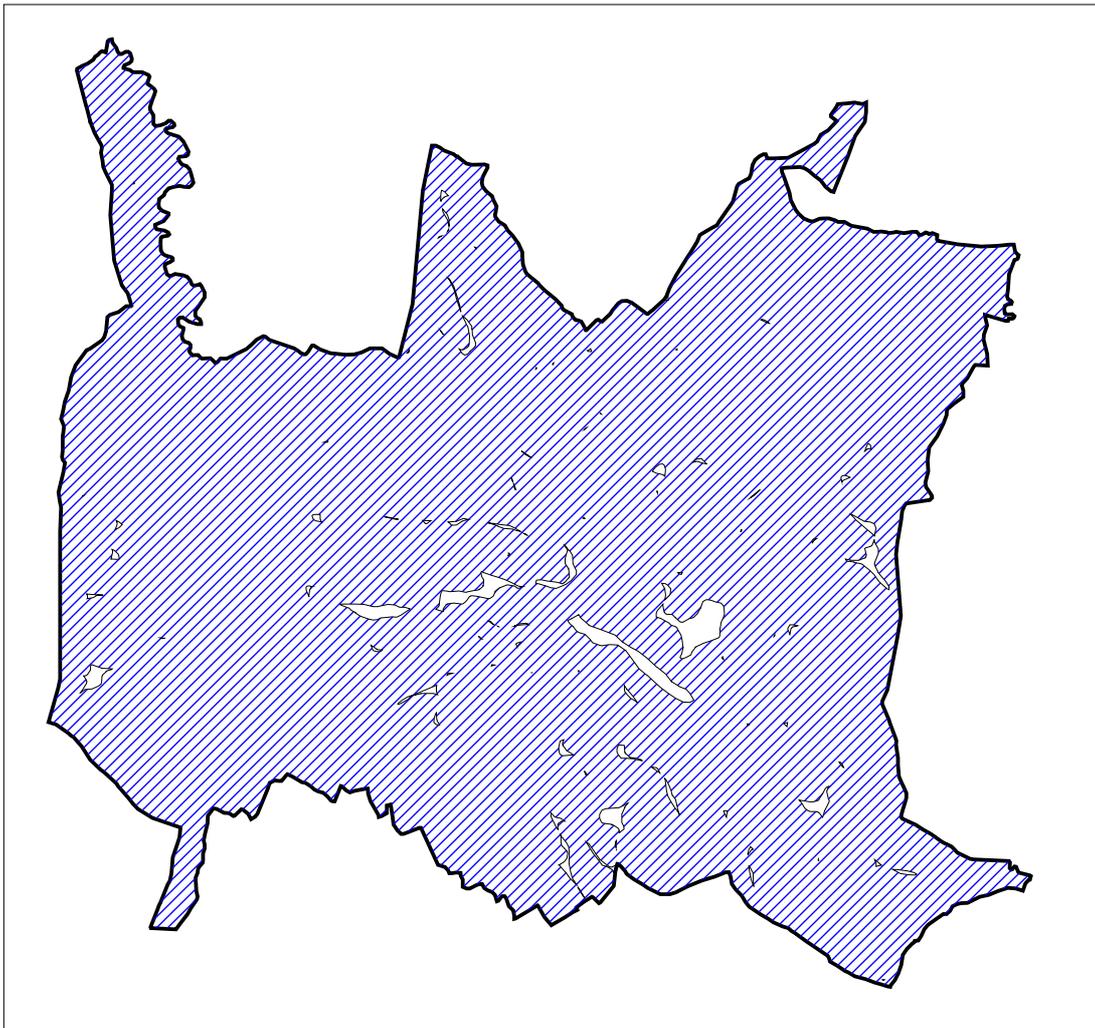


Arrondissement: Condom
Canton: Saint Clar
Population 1999: 249



L'ensemble du territoire communal est concerné
par la zone B2 moyennement exposée

LECTOURE



Arrondissement: Condom

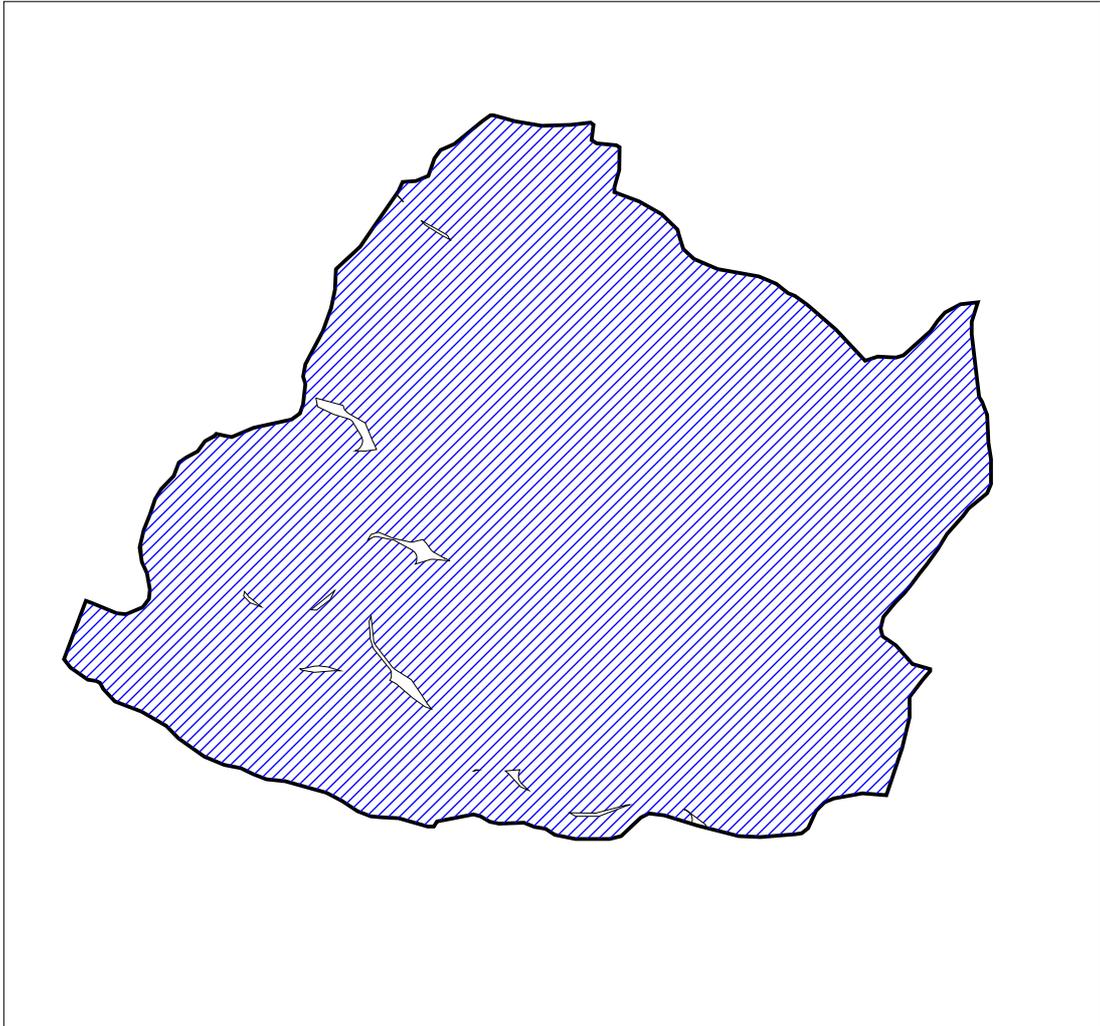
Canton: Lectoure

Population 1999: 3933



La majeure partie du territoire communal est concernée par la zone B2 moyennement exposée (voir plan au 1/10 000)

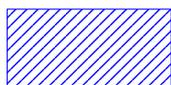
MAUROUX



Arrondissement: Condom

Canton: Saint Clar

Population 1999: 113



La majeure partie du territoire communal est concernée
par la zone B2 moyennement exposée
(voir plan au 1/10 000)

PLAN DE PREVENTION DES RISQUES

NATURELS PREVISIBLES

(PPR)

MOUVEMENTS DIFFERENTIELS DE TERRAIN LIES AU

PHENOMENE DE

RETRAIT-GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX

DEPARTEMENT DU GERS

COMMUNES DE CASTERON

ISLE BOUZON

LECTOURE

MAUROUX

NOTE DE PRESENTATION

SOMMAIRE

- 1. INTRODUCTION**
- 2. PRESENTATION DE LA ZONE ETUDIEE**
 - 2.1. Limites de l'étude**
 - 2.2. Contexte naturel départemental**
 - 2.2.1. Situation géographique
 - 2.2.2. Géologie
 - 2.2.3. Hydrogéologie
- 3. DESCRIPTION DES PHENOMENES ET DE LEURS CONSEQUENCES**
- 4. SINISTRES OBSERVES DANS LE DEPARTEMENT**
- 5. DESCRIPTION DE LA METHODOLOGIE D'ETABLISSEMENT DU PPR**
 - 5.1. Carte de l'aléa retrait-gonflement**
 - 5.2. Plan de zonage réglementaire**
 - 5.3. Réglementation**
- 6. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PREVENTIVES**

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte géologique du département du Gers

Figure 2 : Carte départementale de l'aléa retrait-gonflement des sols argileux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Classement des formations géologiques par niveau d'aléa

1. INTRODUCTION

Les phénomènes de retrait et de gonflement de certains sols argileux ont été observés depuis longtemps dans les pays à climat aride et semi-aride où ils sont à l'origine de nombreux dégâts causés tant aux bâtiments qu'aux réseaux et voiries. En France, où la répartition pluviométrique est plus régulière et les déficits saisonniers d'humidité moins importants, ces phénomènes n'ont été mis en évidence que plus récemment, en particulier à l'occasion des sécheresses de l'été 1976, et surtout des années 1989-90.

La prise en compte, par les assurances, de sinistres résultant de mouvements différentiels de terrain dus à la sécheresse a été rendue possible par l'application de la loi n° 82-600 du 13 juillet 1982, relative à l'indemnisation des victimes de catastrophe naturelle.

Depuis l'année 1989, date à laquelle cette procédure a commencé à être appliquée, près de 5 000 communes françaises, réparties sur 75 départements ont été déclarées sinistrées à ce titre. A ce jour, on évalue à environ 3 milliards d'euros le coût cumulé des sinistres « sécheresse » indemnisés en France, en application de la loi de 1982.

Le département du Gers fait partie de ceux qui ont été touchés par de nombreux désordres du bâti, suite à des mouvements différentiels de sols consécutifs à des périodes de sécheresse exceptionnelles. Entre juin 1991 et avril 2002, 44 arrêtés inter-ministériels ont ainsi été pris, reconnaissant l'état de catastrophe naturelle pour ce seul aléa dans plus de 90 % des communes du département. Dans le cadre de l'étude départementale d'aléa réalisée en 2001 par le BRGM, près de 2 300 sites de sinistres, répartis dans 280 communes du Gers, ont ainsi été recensés pour la période 1989-2000, ce qui constitue très vraisemblablement une estimation fortement minorée de la réalité.

L'examen de nombreux dossiers de diagnostics ou d'expertises révèle que beaucoup de sinistres auraient sans doute pu être évités ou que du moins leurs conséquences auraient pu être limitées, si certaines dispositions constructives avaient été respectées pour des bâtiments situés en zones sensibles au phénomène.

C'est pourquoi l'Etat a souhaité engager une politique de prévention vis-à-vis de ce type de risque en incitant les maîtres d'ouvrage à respecter un certain nombre de règles constructives. Cette démarche s'inscrit dans le cadre d'une politique générale visant à limiter les conséquences humaines et économiques des catastrophes naturelles, par la mise en œuvre de Plans de Prévention des Risques naturels prévisibles (PPR), ce qui consiste à délimiter des zones apparaissant exposées à un niveau de risque homogène et à définir, pour chacune de ces zones, les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde qui doivent y être prises, en application de la loi n° 95-101 du 2 février 1995.

Dans le cas particulier du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux, les zones concernées, même soumises à un aléa considéré comme élevé, restent constructibles. Les prescriptions imposées sont, pour l'essentiel, des règles de bon sens dont la mise en œuvre n'engendre qu'un surcoût relativement modique, mais dont le respect permet de réduire considérablement les désordres causés au bâti même en présence de terrains fortement susceptibles vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement.

Cette réglementation concerne essentiellement les constructions futures. Quelques consignes sont toutefois proposées pour les bâtiments existants afin de limiter les facteurs déclenchants et/ou aggravants du phénomène de retrait-gonflement.

Le non-respect du règlement du PPR peut conduire à la perte du droit à l'indemnisation de sinistres déclarés, et ceci malgré la reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle.

2 PRESENTATION DE LA ZONE ETUDIEE

2.1. Limites de l'étude

Le présent PPR couvre l'ensemble du territoire communal des communes de Casteron, Isle Bouzon, Lectoure, Mauroux, (département du Gers).

2.2. Contexte naturel départemental

2.2.1 Situation géographique

Le département du Gers est divisé en 463 communes et couvre une superficie de 6 291 km². Il est assez peu urbanisé (172 335 habitants au recensement de 1990) et caractérisé sur la majeure partie de son territoire par un habitat rural très dispersé.

D'un point de vue géomorphologique, le département présente un paysage de collines séparées par un réseau assez dense de vallées d'orientation générale sud-nord.

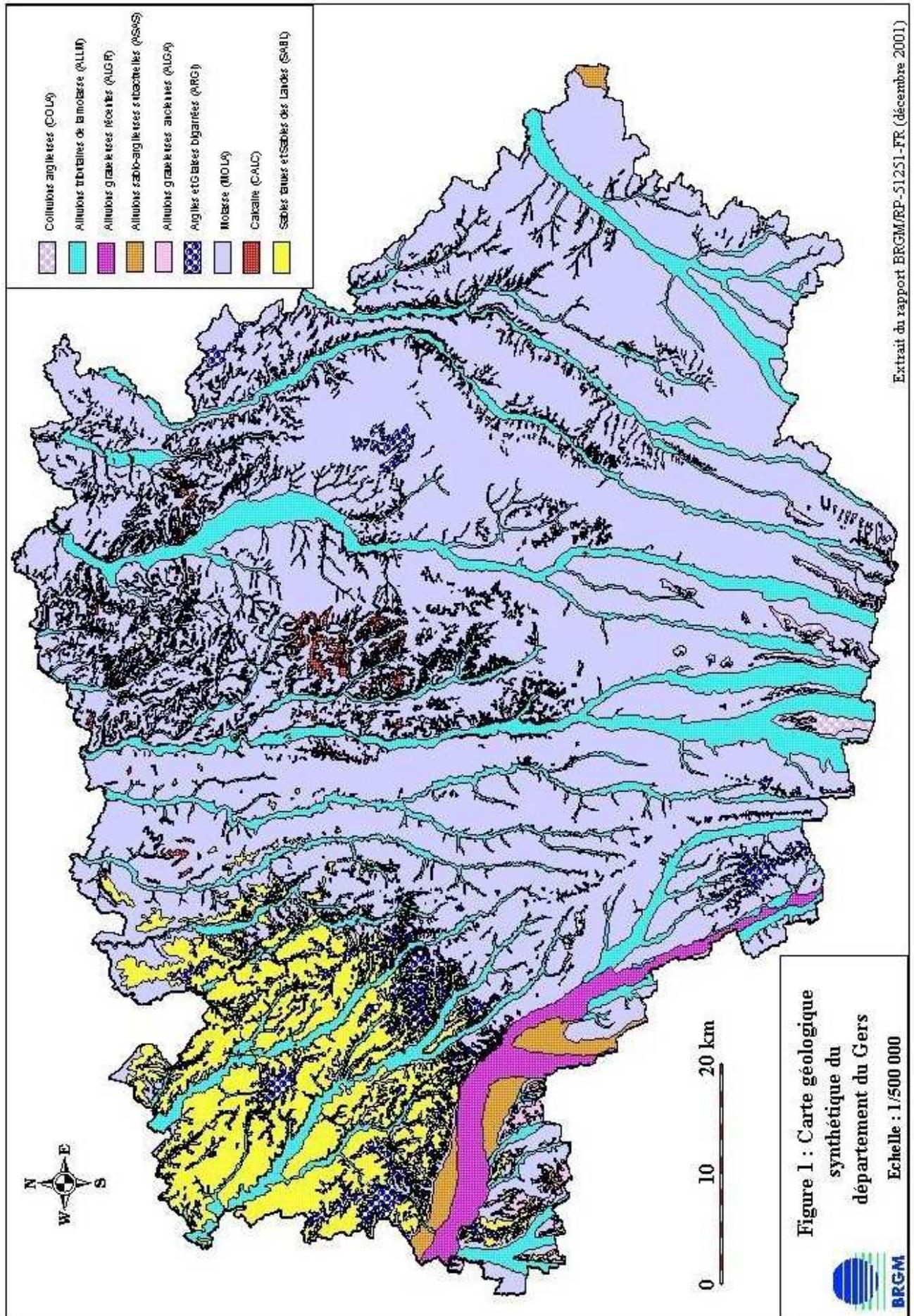
2.2.2. Géologie

La connaissance de l'aléa retrait-gonflement passe par une étude détaillée de la géologie du département, en s'attachant particulièrement aux formations contenant de l'argile (argiles proprement dites mais aussi marnes, altérites, alluvions, limons, sables argileux, etc.). Il est en effet important de déterminer, pour chaque formation, la nature lithologique des terrains ainsi que les caractéristiques minéralogiques et géotechniques de leur phase argileuse. Cette analyse a été effectuée principalement à partir des données bibliographiques disponibles sur le sujet et notamment à partir des cartes géologiques à l'échelle 1/50 000 publiées par le BRGM. Elle reflète donc l'état actuel des connaissances sur la géologie des formations superficielles du Gers, mais est susceptible d'évoluer au fur et à mesure de l'acquisition de nouvelles données locales sur la géologie du proche sous-sol.

Les formations géologiques affleurent ou sub-affleurent dans le département sont brièvement décrites en annexe 1, après regroupement d'unités stratigraphiquement distinctes mais dont les caractéristiques lithologiques et donc le comportement supposé vis-à-vis du retrait-gonflement sont comparables.

La carte géologique synthétique présentée en figure 1 montre que plus des deux-tiers du département sont couverts par des terrains molassiques, lesquels correspondent à un entrelacs de dépôts silto-gréseux et argilo-carbonatés. Les termes proprement argileux ne forment qu'une partie des dépôts de cette formation, mais la répartition géographique de leurs zones d'affleurement n'a pas été cartographiée de manière spécifique à l'échelle départementale, si bien que la formation a été considérée de manière globale, seuls les pointements de calcaires lacustres étant identifiés comme tels (là où ils sont représentés sur les cartes géologiques).

La plupart des autres formations identifiées comme argileuses au sens large correspondent en réalité à des alluvions et à des colluvions, dont une bonne part est issue du démantèlement de matériaux molassiques, les autres (présents surtout dans les vallées de l'Adour et de l'Arros) étant en particulier constitués de produits d'érosion de la chaîne pyrénéenne. A cela s'ajoute la formation dite des Argiles et Glaises bigarrées présente sous forme de placages développés principalement à l'Ouest du département.



En définitive, seuls deux groupes de formations (couvrant à peine plus de 10 % de la superficie du département) peuvent être considérés comme a priori non argileux. Il s'agit des Sables fauves et Sables des Landes (affleurant essentiellement au Nord-Ouest du Gers) ainsi que plusieurs pointements calcaires, souvent d'extension latérale très restreinte. Il n'est cependant pas exclu que les zones ainsi cartographiées comme a priori non argileuses renferment localement des poches ou des placages argileux non identifiés, de nature à provoquer des désordres par retrait-gonflement.

2.2.3. Hydrogéologie

Les fluctuations du niveau des nappes phréatiques peuvent avoir une incidence sur la teneur en eau (dessiccation ou imbibition) dans certaines formations argileuses, et contribuer ainsi au déclenchement ou à l'aggravation de mouvements de terrains différentiels.

Les aquifères les plus superficiels et les plus sujets à d'importantes fluctuations piézométriques saisonnières sont ceux liés aux formations alluviales, tout particulièrement dans les alluvions graveleuses récentes et anciennes. La nappe contenue dans les Sables fauves peut aussi jouer un rôle sur l'imbibition de la partie basale des Argiles et Glaises bigarrées sus-jacentes, au moins à proximité des vallées, là où les niveaux piézométriques ne sont pas trop profonds.

3 DESCRIPTION DES PHENOMENES ET DE LEURS CONSEQUENCES

Les principales caractéristiques des phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux et leurs conséquences sont rappelées en annexe 2.

4 SINISTRES OBSERVES DANS LE DEPARTEMENT

Entre juin 1991 et avril 2002, 420 des 463 communes que compte le département du Gers ont été reconnues en état de catastrophe naturelle au titre de mouvements différentiels de sols liés au phénomène de retrait-gonflement des argiles, ce qui représente au total près de 94 % de la superficie totale du département.

Le nombre total de sites de sinistres recensés et localisés par le BRGM dans le cadre de l'étude départementale d'aléa s'élève à près de 2 300, répartis dans 280 communes (soit les deux-tiers seulement des communes officiellement reconnues en état de catastrophe naturelle à ce titre), ce qui constitue très vraisemblablement une estimation fortement minorée de la réalité.

Les périodes prises en compte dans ces arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle s'étalent entre mai 1989 et septembre 2000 et leur nombre total (en distinguant commune par commune) s'élève actuellement à 822. Les années 1989 et 1990 se caractérisent en particulier par plus de 400 communes (représentant plus de 90 % de la superficie totale du département) reconnues en état de catastrophe naturelle à ce titre. Cette proportion tend à diminuer progressivement mais sur les 12 dernières années plus de 60 % de la superficie du département est en moyenne reconnu annuellement en état de catastrophe naturelle, ce qui place le Gers en tête des départements français eu égard au taux de sinistralité sécheresse.

L'annexe 3 fait la synthèse par commune des données relatives aux arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle liée au phénomène de retrait-gonflement.

5 DESCRIPTION DE LA METHODOLOGIE D'ETABLISSEMENT DU PPR

5.1 Carte de l'aléa retrait-gonflement

Afin de circonscrire les zones à risque, le BRGM a dressé, pour l'ensemble du département du Gers, une carte de l'aléa retrait-gonflement (Fig. 2). L'aléa correspond par définition à la probabilité d'occurrence du phénomène. Il est ici approché de manière qualitative à partir d'une hiérarchisation des formations géologiques argileuses du département vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement. Pour cela, on établit d'abord une carte de susceptibilité, sur la base d'une caractérisation purement physique des formations géologiques à partir des critères suivants :

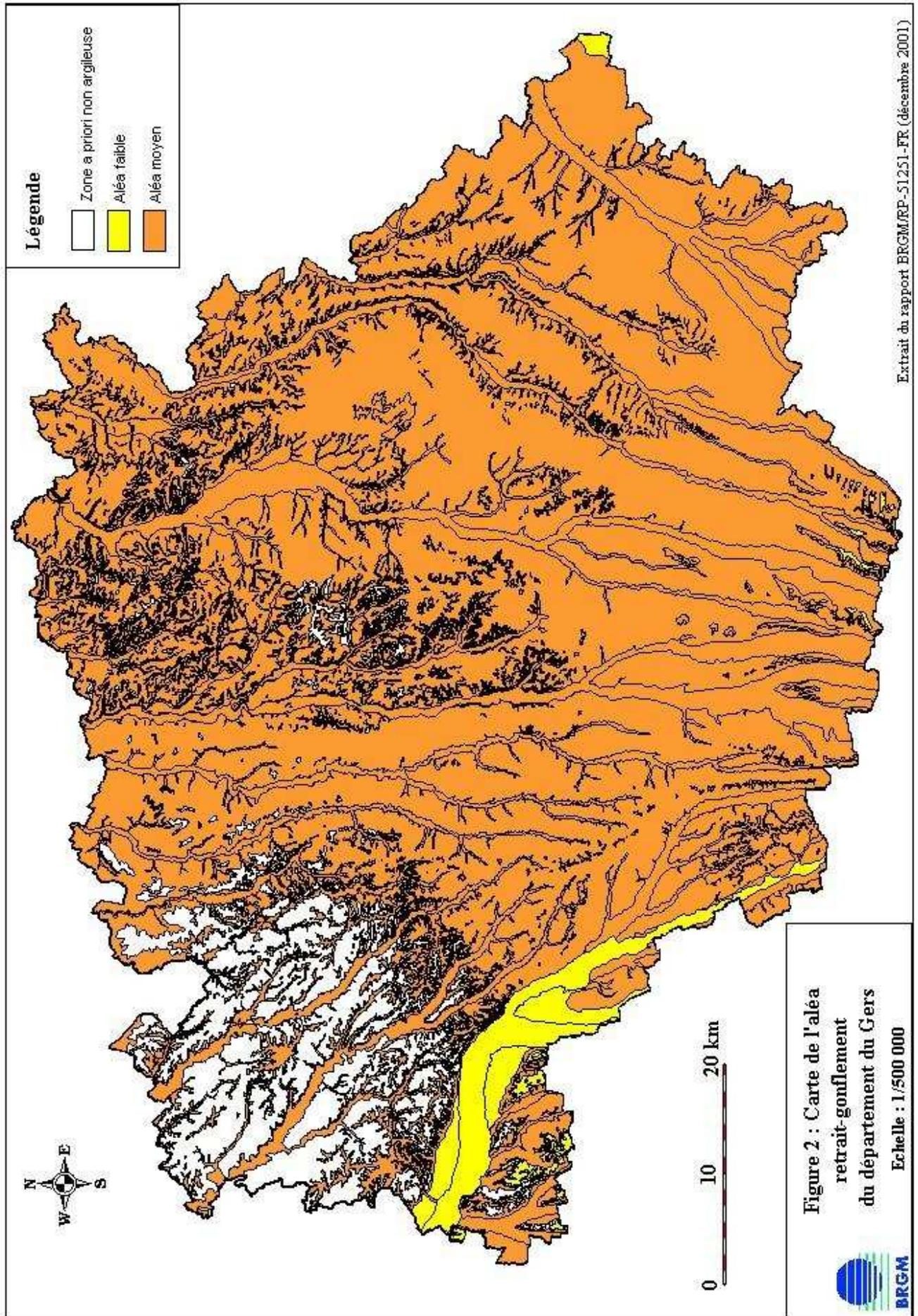
- la proportion de matériau argileux au sein de la formation (analyse lithologique) ;
- la proportion de minéraux gonflants dans la phase argileuse (composition minéralogique) ;
- le comportement géotechnique du matériau ;

Pour chacune des formations argileuses identifiées, le niveau d'aléa est en définitive la résultante du niveau de susceptibilité ainsi obtenu avec la densité de sinistres retrait-gonflement, rapportée à 100 km² de surface d'affleurement réellement urbanisée (pour permettre des comparaisons fiables). La synthèse des résultats obtenus est présentée dans le tableau 1 ci-dessous.

Formation géologique	Code formation	Superficie (en % de la superficie du département)
Formations à aléa moyen		
Alluvions tributaires de la molasse	ALLM	15,2
Colluvions argileux	COLA	0,5
Argiles et Glaises Bigarrées	ARGI	2,5
Molasses	MOLA	67,2
Formations à aléa faible		
Alluvions sablo-argileuses subactuelles	ASAS	1,1
Alluvions graveleuses récentes	ALGR	1,8
Alluvions graveleuses anciennes	ALGA	0,5

Tabl. 1 - Classement des formations géologiques par niveau d'aléa

Il est à noter que dans le cas du Gers et par comparaison avec d'autres départements où cette même méthodologie a été appliquée (en région parisienne notamment), aucune des formations argileuses identifiées n'a été considérée comme présentant un aléa fort, même si en définitive 85 % de la superficie du département est situé en zone d'aléa moyen. Ceci est à relier au taux de sinistralité particulièrement élevé qui caractérise le Gers (qui signifie simplement que l'ensemble du territoire départemental est touché de manière homogène) et ceci malgré un coût moyen d'indemnisation particulièrement bas (de l'ordre de 6 000 € par sinistre alors qu'il atteint jusqu'à 20 000 € en région parisienne, selon les mutuelles d'assurance consultées).



5.2 Plan de zonage réglementaire

Le tracé du zonage réglementaire établi pour chacune des communes du département du Gers a été extrapolé directement à partir de la carte d'aléa départementale, en intégrant une marge de sécurité de 50 m de largeur pour tenir compte de l'imprécision des contours qui sont valides à l'échelle 1/50 000.

Par souci d'homogénéité avec la méthodologie appliquée sur le reste du territoire national, les zones exposées à un aléa faible à moyen ont été regroupées en une zone unique, de couleur bleu clair. La carte réglementaire traduit ainsi directement la carte d'aléa et présente donc une seule zone réglementée.

- Le plan de zonage a été établi sur fond cartographique extrait des cartes IGN à l'échelle 1/25 000 et agrandi à l'échelle 1/10 000 lorsque le risque ne couvre pas la totalité de la commune.
- En précisant seulement le pourtour communal lorsque le risque couvre la totalité de la commune.

5.3 Réglementation

Le règlement des PPR décrit les différentes prescriptions et recommandations destinées à s'appliquer à chacune des zones de la carte réglementaire.

Ces prescriptions sont pour l'essentiel des dispositions constructives et visent surtout la construction de maisons neuves. Certaines s'appliquent néanmoins aussi aux constructions existantes. Selon le type de construction (existant ou futur), certaines de ces prescriptions sont obligatoires ou simplement recommandées.

Le PPR approuvé vaut servitude d'utilité publique et est opposable aux tiers. A ce titre il doit être annexé au Plan Local d'Urbanisme (PLU) conformément à l'article 126.1 du Code de l'Urbanisme. Comme spécifié dans l'article 16.1 de la loi n° 95.101 du 2 février 1995, le respect des prescriptions obligatoires s'applique à toute nouvelle construction (dans les zones concernées) dès l'approbation du PPR. Les propriétaires des constructions existantes disposent d'un délai maximum de cinq ans pour s'y conformer.

Le fait de construire ou d'aménager un terrain dans une zone réglementée par un PPR, et de ne pas respecter les conditions de réalisation, d'utilisation ou d'exploitation prescrites par ce plan est puni des peines prévues à l'article L. 480-4 du Code de l'Urbanisme. Le non respect des dispositions du PPR peut notamment entraîner une restriction des dispositifs d'indemnisation en cas de sinistre, même si la commune est reconnue en état de catastrophe naturelle au titre de mouvements différentiels de sols liés au retrait-gonflement.

6 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PREVENTIVES

Les dispositions constructives décrites dans le règlement du PPR, qu'elles aient un caractère informatif ou obligatoire, ne sont évidemment pas exhaustives en ce sens qu'elles ne se substituent pas aux documents normatifs en vigueur (NF – DTU) mais qu'elles les complètent. La mise en application de ces dispositions ne dispense donc pas de respecter l'ensemble des règles de l'art en vigueur dans le domaine de la construction.

Par ailleurs, il s'agit de dispositions préventives et non curatives. Elles ne s'appliquent donc pas nécessairement en cas de sinistre avéré, pour lequel il convient de faire appel à des méthodes de réparation spécifiques.

Une partie des mesures décrites dans le règlement est illustrée en annexe 4.

**PLAN DE PREVENTION DES RISQUES
NATURELS PREVISIBLES (PPR)
MOUVEMENTS DIFFERENTIELS DE TERRAIN LIES AU
PHENOMENE DE
RETRAIT-GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX**

DEPARTEMENT DU GERS

**COMMUNES DE CASTERON
ISLE BOUZON
LECTOURE
MAUROUX**

REGLEMENT

Titre I- Portée du règlement

Article I-1 Champ d'application

Le présent règlement détermine les mesures de prévention des risques naturels prévisibles de mouvements de terrain différentiels liés au phénomène de retrait-gonflement des sols argileux.

En application de l'article L.562-1 du Code de l'Environnement, le plan de zonage comprend une zone unique caractérisée comme moyennement exposée (B2).

Article I-2 Effets du P.P.R.

Le PPR approuvé vaut servitude d'utilité publique. A ce titre, il doit être annexé au PLU, conformément à l'article L.126-1 du Code de l'Urbanisme. Les mesures prescrites dans le présent règlement sont mises en œuvre sous la responsabilité du maître d'ouvrage et du maître d'œuvre. Conformément à l'article L.526-5 du Code de l'Environnement, le non-respect des mesures rendues obligatoires est passible des peines prévues à l'article L.480-4 du Code de l'Urbanisme.

Selon les dispositions de l'article L.125-6 du Code des Assurances, l'obligation de garantie de l'assuré contre les effets des catastrophes naturelles prévue à l'article L.125-1 du même code ne s'impose pas aux entreprises d'assurance à l'égard des biens immobiliers construits en violation des règles prescrites. Toutefois, cette dérogation ne peut intervenir que lors de la conclusion initiale ou du renouvellement du contrat d'assurance.

Titre II- Réglementation des projets

Les dispositions du présent titre sont définies en application de l'article L.562-1 du Code de l'Environnement, sans préjudice des règles normatives en vigueur. Elles s'appliquent à l'ensemble des zones à risques délimitées sur le plan du zonage réglementaire, sauf dispositions contraires explicitement mentionnées.

Chapitre I- Mesures constructives

Sous chapitre I-1 Mesures applicables aux logements collectifs, permis groupés et bâtiments (hors que ceux prévus au sous-chapitre I-2).

Article I-1-1 Est prescrite :

- la réalisation d'une étude définissant les dispositions constructives nécessaires pour assurer la stabilité des constructions vis-à-vis du risque avéré de tassement ou de soulèvement différentiel et couvrant la conception, le pré-dimensionnement et l'exécution des fondations, ainsi que l'adaptation de la construction aux caractéristiques du site, conformément à la mission géotechnique type G0 + G12 spécifiée dans la norme NF P94-500.

Sous chapitre I-2 Mesures applicables aux logements individuels et extensions de bâtiments existants (hors permis groupés).

Article I-2-1 Est interdite :

- l'exécution d'un sous-sol partiel.

Article I-2-2 Sont prescrites :

A défaut d'étude géotechnique couvrant la conception, le pré-dimensionnement et l'exécution des fondations, ainsi que l'adaptation de la construction aux caractéristiques du site, conformément à la mission géotechnique type G0 + G12 spécifiée dans la norme NF P94-500, les dispositions minimales suivantes :

I-2-2-1 - la profondeur minimum des fondations est fixée à 0,80 m sauf rencontre de sols durs non argileux à une profondeur inférieure ;

- sur terrain en pente et pour des constructions réalisées sur plate-forme en déblais ou déblais-remblais, ces fondations doivent être descendues à une profondeur plus importante à l'aval qu'à l'amont afin d'assurer une homogénéité de l'ancrage ;

- les fondations sur semelles doivent être continues, armées et bétonnées à pleine fouille, selon les préconisations de la norme DTU 13-12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles.

I-2-2-2 : les dispositions de conception et de réalisation des constructions suivantes :

- toutes parties de bâtiment fondées différemment et susceptibles d'être soumises à des tassements ou de soulèvements différentiels doivent être désolidarisées et séparées par un joint de rupture sur toute la hauteur de la construction ;

- les murs porteurs doivent comporter un chaînage horizontal et vertical liaisonné selon les préconisations de la norme DTU 20-1 : Règles de calcul et dispositions constructives minimales ;

- la réalisation d'un plancher sur vide sanitaire ou sur sous-sol total est recommandée. A défaut, le dallage sur terre plein doit faire l'objet de dispositions assurant l'atténuation du risque de mouvements différentiels vis-à-vis de l'ossature de la construction et de leurs conséquences, notamment sur les refends, cloisons, doublages et canalisations ;

- la mise en place d'un dispositif d'aération en cas de source de chaleur en sous-sol.

Chapitre II- Mesures applicables à l'environnement immédiat de l'ensemble des constructions projetées

A défaut d'investigations ou d'études réalisées dans le cadre des missions géotechniques définies dans la norme NP P94-500 et aboutissant à des dispositions contraires, les mesures suivantes sont applicables :

Article II-1 Sont interdits :

- toute plantation d'arbre ou d'arbuste avide d'eau à une distance d'une construction inférieure à leur hauteur à maturité (1,5 fois en cas de rideau d'arbres ou d'arbustes) sauf mise en place d'écran anti-racines d'une profondeur minimale de 2 m ;
- tout pompage entre mai et octobre dans un puits à usage domestique situé à moins de 10 m d'une construction.

Article II-2 Sont prescrits :

- le rejet des eaux pluviales ou usées dans le réseau collectif lorsqu'il existe. A défaut, les éventuels rejets ou puits d'infiltration doivent être situés à une distance minimale de 15 m de toute construction ;
- la mise en place de dispositifs assurant l'étanchéité des canalisations d'évacuation des eaux usées et pluviales (joints souples...) ;
- la récupération des eaux de ruissellement et son évacuation des abords de la construction par un dispositif de type caniveau ;
- la mise en place d'un dispositif d'une largeur minimale de 1,50 m, s'opposant à l'évaporation sur toute la périphérie de la construction, sous la forme d'un écran imperméable sous terre végétale (géomembrane) ou d'un revêtement étanche (terrasse), dont les eaux de ruissellement seront récupérées par un dispositif d'évacuation de type caniveau ;
- le captage des écoulements hypodermiques lorsqu'ils existent, par un dispositif de drainage périphérique à une distance minimale de 2 m de toute construction ;
- l'arrachage des arbres et arbustes avides d'eau existants situés dans l'emprise de la construction projetée ou à une distance inférieure à leur hauteur à maturité. Un délai minimum de 1 an doit être respecté entre cet arrachage et le démarrage des travaux de construction lorsque le déboisement concerne des arbres de grande taille ou en nombre important (plus de cinq) ;
- à défaut de possibilité d'abattage des arbres situés à une distance de l'emprise de la construction inférieure à leur hauteur à maturité, la mise en place d'écran anti-racines d'une profondeur minimale de 2 m.

Titre III- Mesures applicables aux constructions existantes

Les dispositions du présent titre s'appliquent à l'ensemble des bâtiments de un ou deux niveaux situés dans les zones à risques délimitées sur le plan de zonage réglementaire, à l'exception des constructions sur fondations profondes et sauf dispositions particulières résultant d'investigations ou d'études réalisées dans le cadre des missions géotechniques définies dans la norme NF P94-500.

Article III-1 Sont définies les mesures suivantes :

- 1- le respect d'une distance supérieure à leur hauteur à maturité (1,5 fois en cas de rideau d'arbres ou d'arbustes) pour toute nouvelle plantation d'arbre ou d'arbuste avide d'eau, sauf mise en place d'écran anti-racines d'une profondeur minimale de 2 m ;
- 2- le respect des mesures préconisées par une étude de faisabilité, en application de la mission géotechnique G12 spécifiée dans la norme NF P94-500, en cas de travaux de déblais ou de remblais modifiant localement la profondeur d'encastrement des fondations ;
- 3- l'interdiction de pompage entre mai et octobre dans un puits à usage domestique situé à moins de 10 m d'une construction ;
- 4- le raccordement des canalisations d'eaux usées ou pluviales au réseau collectif lorsqu'il existe. A défaut, les éventuels rejets ou puits d'infiltration doivent être situés à une distance minimale de 15 m de toute construction ;
- 5- la récupération des eaux de ruissellement et son évacuation des abords de la construction par un dispositif de type caniveau ;
- 6- l'élagage ou l'arrachage des arbres ou arbustes avides d'eau implantés à une distance des constructions inférieure à la hauteur à maturité (1,5 fois en cas de rideau d'arbres ou d'arbustes), sauf mise en place d'un écran anti-racine d'une profondeur minimale de 2 m ;

Article III-2

Les mesures 1, 2 et 3 définies à l'article III-1 sont rendues immédiatement obligatoires.

Article III-3

Les mesures 4, 5 et 6 définies à l'article III-1 sont rendues obligatoires dans un délai de 5 ans.

**PLAN DE PREVENTION DES RISQUES
NATURELS PREVISIBLES**

(PPR)

**MOUVEMENTS DIFFERENTIELS DE TERRAIN LIES AU
PHENOMENE DE
RETRAIT-GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX**

DEPARTEMENT DU GERS

**COMMUNES DE CASTERON
ISLE BOUZON
LECTOURE
MAUROUX**

ANNEXES

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Description succincte des formations argileuses affleurantes du département

Annexe 2 : Description des phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux et de leurs conséquences

Annexe 3 : Liste des arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle au titre des mouvements de terrain consécutifs à la sécheresse

Annexe 4 : Illustration des principales dispositions réglementaires de prévention des risques de mouvements de terrain différentiels liés au phénomène de retrait-gonflement

Annexe 5 : Arrêtés de prescriptions de P.P.R. du 30 avril 2003.

Annexe 6 : D.T.U. N° 13-12 Règles pour le calcul des fondations superficielles

Annexe 7 : D.T.U. N° 20-1 Règles pour le calcul des parois et murs

Annexe 8 : Information Norme NF P 94-500 sur les missions géotechniques

Description succincte des formations argileuses affleurant dans le département du Gers

La liste qui suit donne une description succincte des formations géologiques argileuses qui affleurent dans le département du Gers, de la plus récente à la plus ancienne. Dans un souci de simplification, la plupart de ces formations correspondent en réalité à des regroupements d'unités stratigraphiquement distinctes mais dont les caractéristiques lithologiques et par conséquent le comportement vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement sont similaires.

- *Colluvions argileuses* : cette formation superficielle relativement mince (épaisseur inférieure à 3 m), de nature silto-argileuse à sablo-argileuse, est issue de produits d'altération des Glaises bigarrées, de la Molasse et des nappes pliocènes. L'évolution pédogénétique de ces terrains conduit à distinguer les « boubènes » (à dominante silto-sableuse) et les « terreforts » (à dominante argileuse). Ces altérites se rencontrent souvent en pied de pente mais leur disposition pelliculaire explique qu'elles n'ont pas été partout cartographiées de manière rigoureuse. Elles sont en particulier bien représentées dans la partie sud du département, autour de Viozan ;
- *Alluvions tributaires de la molasse* : cette formation, qui couvre la quasi totalité des fonds de vallées (à l'exception de celles de l'Adour et de l'Arros), regroupe des matériaux alluvionnaires issus de l'érosion et de la reprise de colluvions provenant des versants majoritairement molassiques. Il s'agit pour l'essentiel de limons argileux dont l'épaisseur varie de 3 à 6 m en moyenne ;
- *Alluvions graveleuses récentes* : cette formation, présente uniquement dans les vallées de l'Adour et de l'Arros, au Sud-Ouest du département, correspond à des dépôts alluvionnaires provenant des massifs pyrénéens. Le sommet de la formation est constitué de limons argileux dont l'épaisseur varie entre 1,50 et 4 m ;
- *Alluvions sablo-argileuses subactuelles* : cette formation est constituée d'apports du Pléistocène moyen sous forme de galets emballés dans une matrice argilo-sableuse. L'épaisseur totale de ces dépôts varie entre 6 et 14 m, la partie sommitale étant parfois constituée d'une phase limono-argileuse plus fine. Cette formation se rencontre essentiellement dans la vallée de l'Adour, au Sud-Ouest du département, et sous forme de placages d'extension très réduite en rive gauche des vallées de l'Arrats, de la Gimone et du Save, à l'Est du département ;
- *Alluvions graveleuses anciennes* : cette formation correspond à des nappes alluviales d'âge Pliocène, constituées de galets enrobés dans une matrice argilo-sableuse. La fraction argileuse est surtout abondante à la base de la formation, l'épaisseur totale de celle-ci ne dépassant pas 15 à 20 m. Ces alluvions sont présentes sous forme d'affleurements de faible extension situés de part et d'autre de la vallée de l'Adour et dans le Sud du département (dans le secteur d'Arrouède) ;

- *Argiles et Glaises bigarrées* : cette formation, d'âge Miocène supérieur, est formée d'argiles plastiques à l'aspect bariolé, souvent rubéfiées en partie supérieure. L'épaisseur totale de la formation varie entre 5 et 20 m. Ces dépôts ont subi l'érosion du réseau hydrographique plio-quadernaire et ne subsistent plus que de manière résiduelle au sommet des interfluves. On les rencontre principalement au Nord-Ouest (notamment autour de Bourrouillan, Aignan, Le Houga) et au Sud du département (en particulier au Nord-Est de Villecomtal-sur-Arros). On rencontre aussi quelques affleurements localisés, dont un particulièrement développé autour de Puycasquier ;
- *Molasse* : cette formation, qui couvre plus des deux-tiers du département (à l'exception de sa partie ouest), est en réalité constituée d'une superposition de huit séquences sédimentaires, de nature continentale, d'âge Oligocène supérieur à Miocène supérieur. Chaque séquence est formée à la base de grés et silts argileux carbonatés, puis de silts argilo-carbonatés et enfin de calcaires lacustres. La fraction argileuse représente toujours au minimum 15 % du dépôt. Les conditions de sédimentation en milieu fluvial induisent une forte imbrication entre les niveaux grés-silteux et les décantations argileuses, si bien que la nature lithologique des dépôts varie considérablement et n'a pas fait l'objet d'une cartographie précise à l'échelle départementale.

Les formations considérées comme non argileuses ont été regroupées en deux catégories principales.

- *Calcaires* : il s'agit d'horizons calcaires lacustres ou palustres, disséminés de manière discontinue au sein des dépôts molassiques mais localement identifiés comme tels. Trois niveaux calcaires seulement sont d'origine marine : le calcaire du Secondaire terminal (affleurant à l'Est de Castéra-Verduzan), les faluns de Manciet et le calcaire gréseux du Serravallien inférieur (à proximité d'Estang et de Mauléon-d'Armagnac). Ces niveaux calcaires sont considérés comme inertes vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement, mais ils peuvent présenter localement des poches karstiques ou être recouverts de placages argileux minces non cartographiés, de nature à provoquer des désordres ;
- *Sables fauves et Sable des Landes* : ces formations sableuses, séparées l'une de l'autre par celle des Argiles et Glaises bigarrées, sont présentes essentiellement dans la partie nord-ouest du département. Les Sables fauves sont des sables fins à moyens, issus de l'altération des massifs granitiques pyrénéens, qui se sont déposés au Serravallien (Miocène moyen). Les Sables des Landes correspondent à des dépôts d'âge quadernaire, de nature quasi uniquement quartzreuse, fluviaux à la base et éoliens au sommet. Ces formations ne sont évidemment pas sensibles au retrait-gonflement, mais il arrive que certaines zones cartographiées comme des sables sur les cartes géologiques correspondent en réalité à des affleurements non repérés d'Argiles et Glaises bigarrées intercalaires.

Description des phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux et de leurs conséquences

Le phénomène de retrait-gonflement concerne exclusivement les sols à dominante argileuse.

Ce sont des sols fins comprenant une proportion importante de minéraux argileux et le plus souvent dénommés « argiles », « glaises », « marnes » ou « limons ». Ils sont caractérisés notamment par une consistance variable en fonction de la quantité d'eau qu'ils renferment : collant aux mains, parfois « plastiques », lorsqu'ils sont humides, durs et parfois pulvérulents à l'état desséché.

Les sols argileux se caractérisent essentiellement par une grande influence de la teneur en eau sur leur comportement mécanique.

1. Introduction aux problèmes de « retrait-gonflement »

Par suite d'une modification de leur teneur en eau, les terrains superficiels argileux varient de volume : retrait lors d'une période d'assèchement, gonflement lorsqu'il y a apport d'eau. Cette variation de volume est accompagnée d'une modification des caractéristiques mécaniques de ces sols.

Ces variations sont donc essentiellement gouvernées par les conditions météorologiques, mais une modification de l'équilibre hydrique établi (imperméabilisation, drainage, concentration de rejet d'eau pluviale....) ou une conception des fondations du bâtiment inadaptée à ces terrains sensibles peut tout à fait jouer un rôle pathogène.

La construction d'un bâtiment débute généralement par l'ouverture d'une fouille qui se traduit par une diminution de la charge appliquée sur le terrain d'assise. Cette diminution de charge peut provoquer un gonflement du sol en cas d'ouverture prolongée de la fouille (c'est pourquoi il est préconisé de limiter au maximum sa durée d'ouverture).

La contrainte appliquée augmente lors de la construction du bâtiment, et s'oppose plus ou moins au gonflement éventuel du sol. On constate en tout cas que plus le bâtiment est léger, plus la surcharge sur le terrain sera faible et donc plus l'amplitude des mouvements liés au phénomène de retrait-gonflement sera grande.

Une fois le bâtiment construit, la surface du sol qu'il occupe devient imperméable. L'évaporation ne peut plus se produire qu'en périphérie de la maison. Il apparaît donc un gradient entre le centre du bâtiment (où le sol est en équilibre hydrique) et les façades, ce qui explique que les fissures apparaissent de façon préférentielle dans les angles.

Une période de sécheresse provoque le retrait qui peut aller jusqu'à la fissuration du sol. Le retour à une période humide se traduit alors par une pénétration d'autant plus brutale de l'eau dans le sol par l'intermédiaire des fissures ouvertes, ce qui entraîne des phénomènes de gonflement. Le bâtiment en surface est donc soumis à des mouvements différentiels alternés dont l'influence finit par amoindrir la résistance de la structure. Contrairement à un phénomène de tassement des sols de remblais, dont les effets diminuent avec le temps, les désordres liés au retrait-gonflement des sols argileux évoluent d'abord lentement puis s'amplifient lorsque le bâtiment perd de sa rigidité et que la structure originelle des sols s'altère.

Retrait et gonflement sont deux mécanismes liés. Il arrive que leurs effets se compensent (des fissures apparues en été se referment parfois en hiver), mais la variabilité des propriétés mécaniques des sols de fondations et l'hétérogénéité des structures (et des régimes de contraintes) font que les phénomènes sont rarement complètement réversibles.

L'intensité de ces variations de volume, ainsi que la profondeur de terrain affectée par ces mouvements de « retrait-gonflement » dépendent essentiellement :

- des caractéristiques du sol (nature, géométrie, hétérogénéité) ;
- de l'épaisseur de sol concernée par des variations de teneurs en eau : plus la couche de sol concernée par ces variations est épaisse, plus les mouvements en surface seront importants. L'amplitude des déformations s'amortit cependant assez rapidement avec la profondeur et on considère généralement qu'au-delà de 3 à 5 m, le phénomène s'atténue, car les variations saisonnières de teneurs en eau deviennent négligeables ;
- de l'intensité des facteurs climatiques (amplitude et surtout durée des périodes de déficit pluviométrique...) ;
- de facteurs d'environnement tels que :
 - . la végétation ;
 - . la topographie (pente) ;
 - . la présence d'eaux souterraines (nappe, source...) ;
 - . l'exposition (influence sur l'amplitude des phénomènes d'évaporation).

Ces considérations générales sur le mécanisme de retrait-gonflement permettent de mieux comprendre comment se produisent les sinistres « sécheresse » liés à des mouvements différentiels du sol argileux et quels sont les facteurs qui interviennent dans le processus. On distingue pour cela les facteurs de prédisposition (conditions nécessaires à l'apparition de ce phénomène), qui déterminent la répartition spatiale de l'aléa, et des facteurs qui vont influencer ce phénomène soit en le provoquant (facteurs de déclenchement), soit en accentuant les effets (facteurs aggravants).

2. Facteurs intervenant dans le mécanisme

2.1. Facteurs de prédisposition

Il s'agit des facteurs dont la présence induit le phénomène de retrait-gonflement mais ne suffit pas à le déclencher. Ces facteurs sont fixes ou évoluent très lentement avec le temps. Ils conditionnent la répartition spatiale du phénomène et permettent de caractériser la susceptibilité du milieu.

Vis à vis du phénomène de retrait-gonflement, la nature lithologique du sol constitue le facteur de prédisposition prédominant. Les terrains susceptibles de retrait-gonflement sont des formations argileuses au sens large, mais leur nature peut être très variable : dépôts sédimentaires argileux, calcaires argileux, marno-calcaires, dépôts alluvionnaires, colluvions, roches éruptives ou métamorphiques altérées, etc.

La géométrie de la formation géologique a une influence dans la mesure où l'épaisseur de la couche de sol argileux joue sur l'amplitude du phénomène. Une formation argileuse continue sera plus dangereuse qu'un simple inter-lit argileux entre deux bancs calcaires. Mais cette dernière configuration peut dans certains cas conduire à l'apparition de désordres.

Le facteur principal est cependant lié à la nature minéralogique des composants argileux présents dans le sol. Un sol est généralement constitué d'un mélange de différents minéraux dont certains présentent une plus grande aptitude au phénomène de retrait-gonflement. Il s'agit essentiellement des smectites (famille de minéraux argileux tels que la montmorillonite), de certains interstratifiés, de la vermiculite et de certaines chlorites.

Les conditions d'évolution du sol après dépôt jouent également. Le contexte paléoclimatique auquel le sol a été soumis est susceptible de provoquer une évolution de sa composition minéralogique : une altération en climat chaud et humide (de type intertropical) facilite la formation de minéraux argileux gonflants. L'évolution des contraintes mécaniques appliquées intervient aussi : un dépôt vasard à structure lâche sera plus sensible au retrait qu'un matériau « surconsolidé » (sol ancien ayant subi un chargement supérieur à celui des terrains sus-jacents actuels), lequel présentera plutôt des risques de gonflement.

2.2. Facteurs déclenchants et/ou aggravants

Les facteurs de déclenchement sont ceux dont la présence provoque le phénomène de retrait-gonflement mais qui n'ont d'effet significatif que s'il existe des facteurs de prédisposition préalables. La connaissance des facteurs déclenchants permet de déterminer l'occurrence du phénomène (autrement dit l'aléa et non plus seulement la susceptibilité).

Certains de ces facteurs ont plutôt un rôle aggravant : ils ne suffisent pas à eux seuls à déclencher le phénomène, mais leur présence contribue à en alourdir l'impact.

2.2.1. Phénomènes climatiques

Les variations climatiques constituent le principal facteur de déclenchement. Les deux paramètres importants sont les précipitations et l'évapotranspiration.

En l'absence de nappe phréatique, ces deux paramètres contribuent en effet fortement aux variations de teneurs en eau dans la tranche superficielle des sols (que l'on peut considérer comme les deux premiers mètres sous la surface du sol).

L'évapotranspiration est la somme de l'évaporation (liée aux conditions de température, de vent et d'ensoleillement) et de la transpiration (eau absorbée par la végétation). Elle est mesurée dans quelques stations météorologiques mais ne constitue jamais qu'une approximation puisqu'elle dépend étroitement des conditions locales de végétation.

On raisonne en général sur les hauteurs de pluies efficaces, qui correspondent aux précipitations diminuées de l'évapotranspiration. Malheureusement, il est très difficile de relier la répartition dans le temps des hauteurs de pluies efficaces avec l'évolution des teneurs en eau dans le sol, même si l'on observe évidemment qu'après une période de sécheresse prolongée la teneur en eau dans la tranche superficielle de sol a tendance à diminuer tandis que l'épaisseur de la tranche de sol concernée par la dessiccation augmente, et ceci d'autant plus que cette période se prolonge.

On peut établir des bilans hydriques en prenant en compte la quantité d'eau réellement infiltrée (ce qui suppose d'estimer non seulement l'évaporation mais aussi le ruissellement), mais toute la difficulté est de connaître la réserve utile des sols, c'est-à-dire leur capacité à emmagasiner de l'eau et à la restituer ensuite (par évaporation ou en la transférant à la végétation par son système racinaire). Les bilans établis selon la méthode de Thornthwaite supposent arbitrairement que la réserve utile des sols est pleine en début d'année, alors que les évolutions de celle-ci peuvent être très variables.

2.2.2. Actions anthropiques

Certains sinistres « sécheresse » ne sont pas déclenchés par un phénomène climatique, par nature imprévisible, mais par une action humaine.

Des travaux d'aménagement, en modifiant la répartition des écoulements superficiels et souterrains, ainsi que les possibilités d'évaporation naturelle, peuvent entraîner des modifications dans l'évolution des teneurs en eau de la tranche de sol superficielle.

La mise en place de drains à proximité d'un bâtiment peut provoquer un abaissement local des teneurs en eau et entraîner des mouvements différentiels au voisinage. Inversement, une fuite dans un réseau enterré augmente localement la teneur en eau et peut provoquer, outre une érosion localisée, un gonflement du sol qui déstabilisera un bâtiment situé à proximité. Dans le cas d'une conduite d'eaux usées, le phénomène peut d'ailleurs être aggravé par la présence de certains ions qui modifient le comportement mécanique des argiles et accentuent leurs déformations.

La concentration d'eau pluviale ou de ruissellement au droit de la construction joue en particulier un rôle pathogène déterminant.

Par ailleurs, la présence de sources de chaleur en sous-sol (four ou chaudière) à proximité d'un mur peut dans certains cas accentuer la dessiccation du sol dans le voisinage immédiat et entraîner l'apparition de désordres localisés.

Enfin, des défauts de conception de la construction tant au niveau des fondations (ancrage à des niveaux différents, bâtiment construit sur sous-sol partiel, etc.) que de la structure elle-même (par exemple, absence de joints entre bâtiments accolés mais fondés de manière différente) constituent un facteur aggravant indéniable qui explique l'apparition de désordres sur certains bâtiments, même en période de sécheresse à caractère non exceptionnel.

2.2.3. Conditions hydrogéologiques

La présence ou non d'une nappe, ainsi que l'évolution de son niveau en période de sécheresse, jouent un rôle important dans les manifestations du phénomène de retrait-gonflement.

La présence d'une nappe permanente à faible profondeur (c'est-à-dire à moins de 4 m sous le terrain naturel) permet en général d'éviter la dessiccation de la tranche de sol superficielle.

Inversement, le rabattement de la nappe (sous l'influence de pompes situés à proximité, ou du fait d'un abaissement généralisé du niveau) ou le tarissement des circulations d'eau superficielles en période de sécheresse provoque une aggravation de la dessiccation dans la tranche de sol soumise à l'évaporation.

Pour exemple, dans le cas d'une formation argileuse surmontant une couche sableuse habituellement saturée en eau, le dénoyage de cette dernière provoque l'arrêt des remontées capillaires dans le terrain argileux et contribue à sa dessiccation.

2.2.4. Topographie

Hormis les phénomènes de reptation en fonction de la pente, les constructions sur terrain pentu peuvent être propices à l'apparition de désordres issus de mouvements différentiels du terrain d'assise sous l'effet de retrait-gonflement.

En effet, plusieurs caractères propres à ces terrains sont à considérer :

- le ruissellement naturel limite leur recharge en eau, ce qui accentue le phénomène de dessiccation du sol;
- un terrain en pente exposé au Sud sera plus sensible à l'évaporation, du fait de l'ensoleillement, qu'un terrain plat ou exposé différemment ;
- les fondations étant généralement descendues partout à la même cote se trouvent de fait ancrées plus superficiellement du côté aval ;
- enfin, les fondations d'un bâtiment sur terrain pentu se comportent comme une barrière hydraulique vis-à-vis des circulations d'eaux dans les couches superficielles le long du versant. Le sol à l'amont tend donc à conserver une teneur en eau plus importante qu'à l'aval.

2.2.5. Végétation

La présence de végétation arborée à proximité d'un édifice construit sur sol sensible peut, à elle seule, constituer un facteur déclenchant, même si, le plus souvent, elle n'est qu'un élément aggravant.

Les racines des arbres soutirent l'eau contenue dans le sol, par un mécanisme de succion. Cette succion crée une dépression locale autour du système racinaire, ce qui se traduit par un gradient de teneur en eau dans le sol. Celui-ci étant en général faiblement perméable du fait de sa nature argileuse, le rééquilibrage des teneurs en eau est très lent.

Ce phénomène de succion peut alors provoquer un tassement localisé du sol autour de l'arbre. Si la distance au bâtiment n'est pas suffisante, cela peut entraîner des désordres au niveau des fondations, et à terme sur la bâtisse elle-même.

On considère en général que l'influence d'un arbre adulte se fait sentir jusqu'à une distance égale à une fois et demi sa hauteur. Les racines seront naturellement incitées à se développer en direction de la maison puisque celle-ci limite l'évaporation et maintient donc sous sa surface une zone de sol plus humide. Contrairement au processus d'évaporation qui affecte surtout la tranche superficielle des deux premiers mètres, les racines d'arbres ont une influence jusqu'à 4 à 5 m de profondeur, voire davantage.

Le phénomène sera d'autant plus important que l'arbre est en pleine croissance et qu'il a besoin de plus d'eau. Ainsi on considère qu'un peuplier ou un saule adulte a besoin de 300 l d'eau par jour en été. En France, les arbres considérés comme les plus dangereux du fait de leur influence sur les phénomènes de retrait, sont les chênes, les peupliers, les saules et les cèdres. Des massifs de buissons ou arbustes situés près des façades peuvent cependant causer aussi des dégâts.

Par ailleurs, des risques importants de désordres par gonflement de sols argileux sont susceptibles d'apparaître, souvent plusieurs années après la construction de bâtiments, lorsque ces derniers ont été implantés sur des terrains anciennement boisés et qui ont été défrichés pour les besoins du lotissement. La présence de ces arbres induisait en effet une modification importante de l'équilibre hydrique du sol, et ceci sur plusieurs mètres de profondeur. Leur suppression se traduit par une diminution progressive de la succion, l'eau infiltrée n'étant plus absorbée par le système racinaire. Il s'ensuit un réajustement du profil hydrique, susceptible d'entraîner l'apparition d'un gonflement lent mais continu.

2.3. Mécanismes et manifestations des désordres

Les mouvements différentiels du terrain d'assise d'une construction se traduisent par l'apparition de désordres qui affectent l'ensemble du bâti et qui sont en général les suivants :

Gros-œuvre :

- fissuration des structures enterrées ou aériennes ;
- déversement de structures fondées de manière hétérogène;
- désencastrement des éléments de charpente ou de chaînage ;
- dislocation des cloisons.

Second-œuvre :

- distorsion des ouvertures ;
- décollement des éléments composites (carrelage, plâtres...);
- rupture de tuyauteries et canalisations.

Aménagement extérieur :

- fissuration des terrasses ;
- décollement des bâtiments annexes, terrasses, perrons ;

La nature, l'intensité et la localisation de ces désordres dépendent de la structure de la construction, du type de fondation réalisée et bien sûr de l'importance des mouvements différentiels de terrain subis.

L'exemple type de la maison sinistrée par la sécheresse est :

- une maison individuelle (structure légère) ;
- à simple rez-de-chaussée avec dallage sur terre-plein voire sous-sol partiel ;
- fondée de façon relativement superficielle, généralement sur des semelles continues, peu ou non armées et peu profondes (inférieur à 80 cm) ;
- avec une structure en maçonnerie peu rigide, sans chaînage horizontal ;

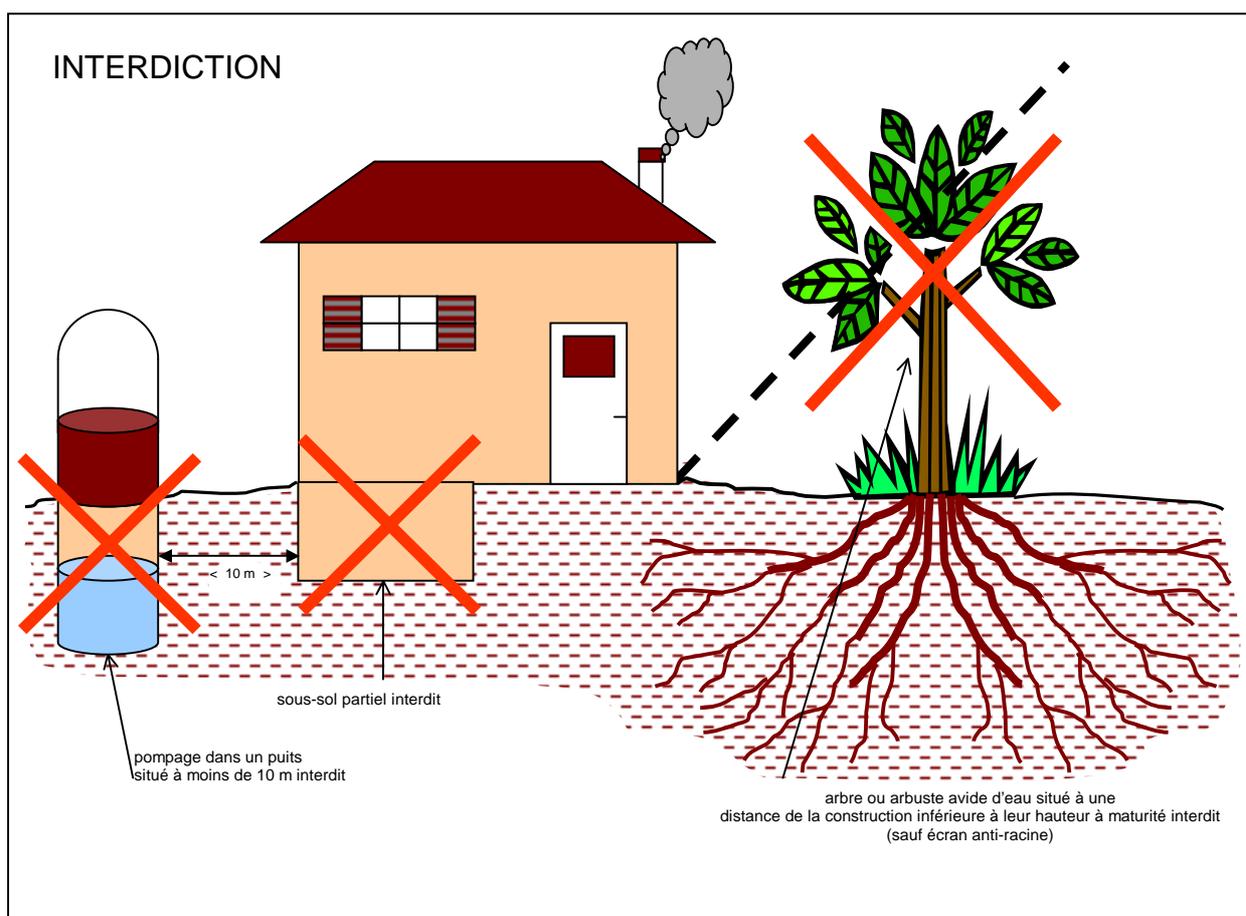
et reposant sur un sol argileux.

Arrêtés interministériels portant reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle**au titre des mouvements de terrain consécutifs à la sécheresse**(mise à jour au 1^{er} mars 2005)

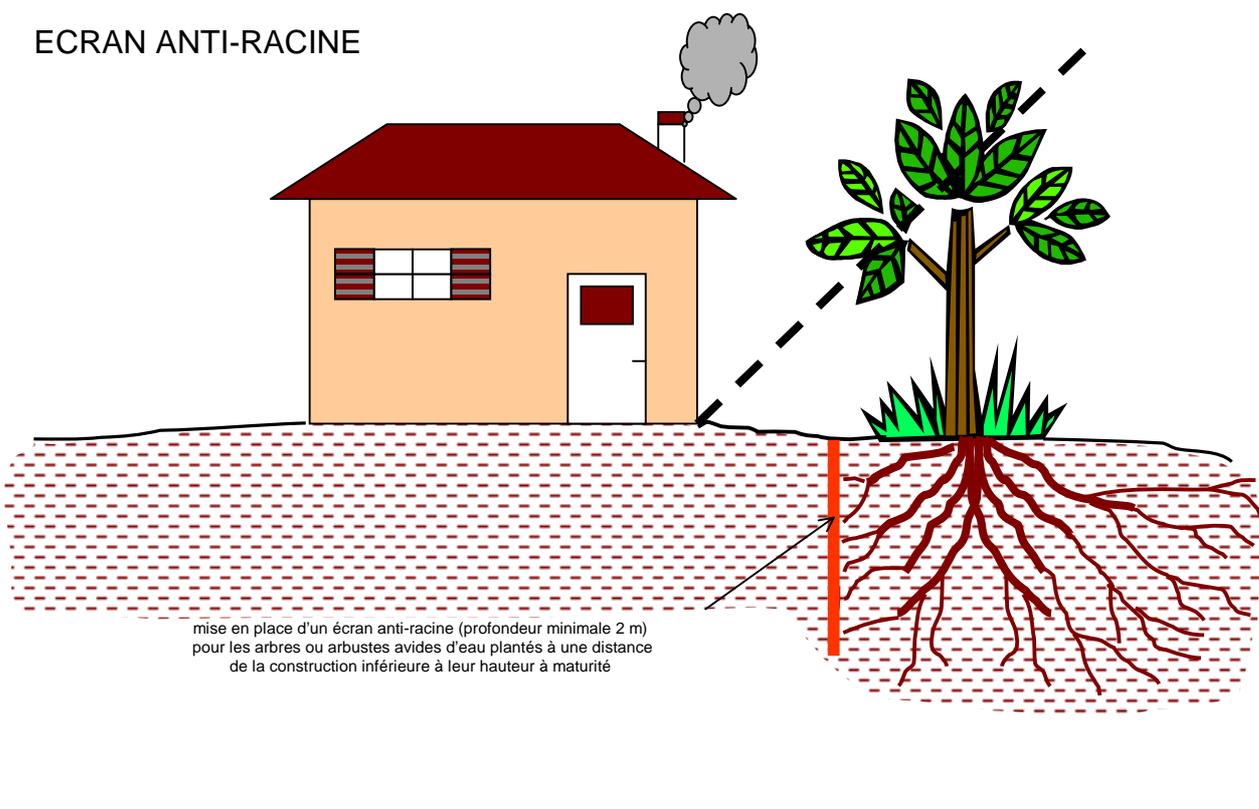
Commune	Date de l'arrêté	Date du J.O.	Période reconnue
CASTERON	19 mars 1999	3 avril 1999	Janvier 1995 – juin 1998
	30 avril 2003	22 mai 2003	Juillet 1998 – septembre 2000
	30 avril 2003	22 mai 2003	Janvier 2002 – septembre 2002
ISLE BOUZON	12 mars 1998	28 mars 1998	Mai 1989 – décembre 1996
	21 janvier 1999	5 février 1999	Janvier 1997 – juin 1998
	30 avril 2003	22 mai 2003	Juillet 1998 – septembre 2000
	30 avril 2003	22 mai 2003	Janvier 2002 – septembre 2002
LECTOURE	10 juin 1991	19 juillet 1991	Mai 1989 – décembre 1990
	8 mars 1994	24 mars 1994	Janvier 1991 – décembre 1992
	3 mai 1995	7 mai 1995	Janvier 1993 – septembre 1993
	12 juin 1998	1 ^{er} juillet 1998	Octobre 1993 – décembre 1997
	22 juin 1999	14 juillet 1999	Janvier 1998 – décembre 1998
	30 avril 2003	22 mai 2003	Janvier 2002 – décembre 2002
	11 janvier 2005	1 ^{er} février 2005	Juillet 2003 – septembre 2003
MAUROUX	24 mars 1997	12 avril 1997	Mai 1989 – septembre 1996
	27 décembre 2000	29 décembre 2000	Janvier 1998 – décembre 1998
	30 avril 2003	22 mai 2003	Janvier 1999 – septembre 2000

Illustration des principales dispositions réglementaires de prévention des risques de mouvements de terrain différentiels liés au phénomène de retrait-gonflement

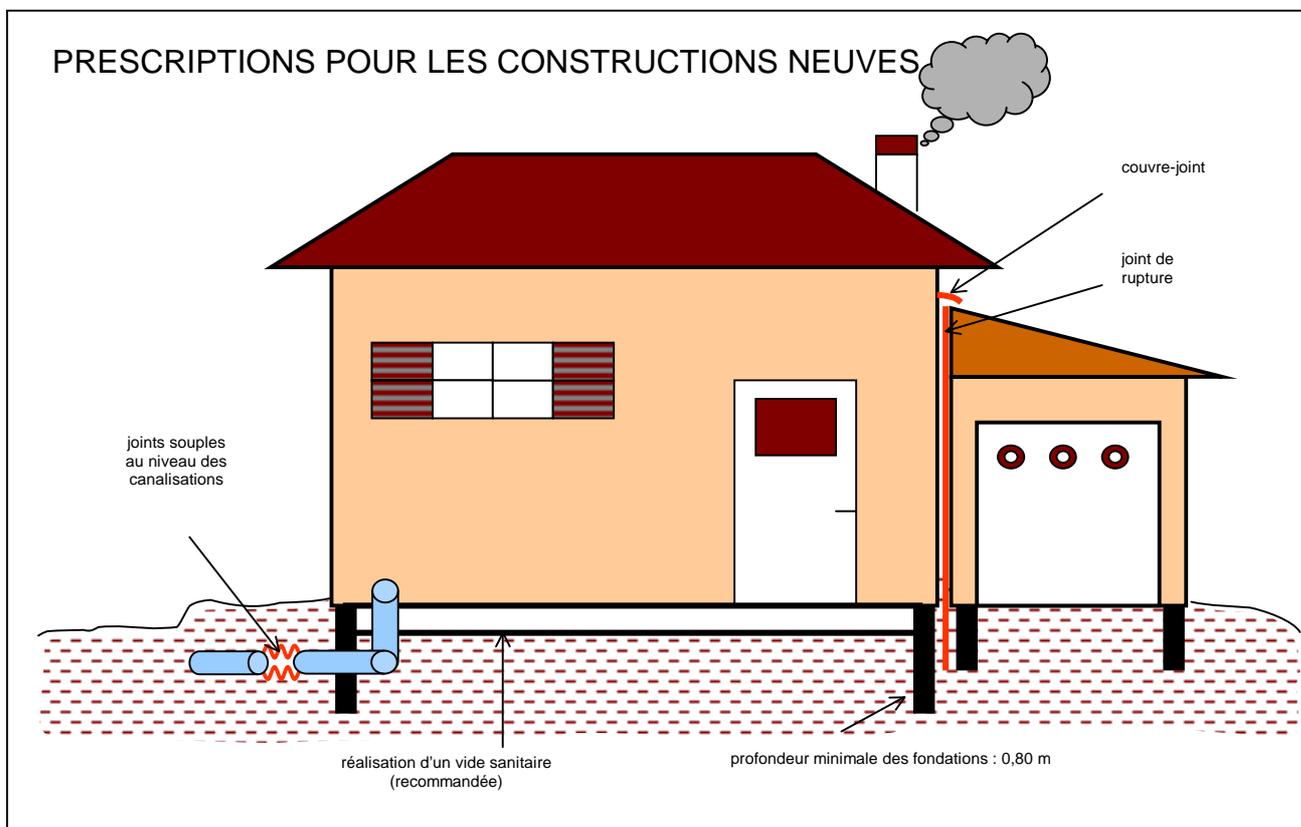
Les illustrations qui suivent présentent une partie des prescriptions et recommandations destinées à s'appliquer aux différentes zones de la carte réglementaire. Suivant la zone et le type de construction, certaines de ces mesures sont obligatoires ou recommandées, et l'on se reportera donc au règlement pour obtenir toutes les précisions nécessaires.

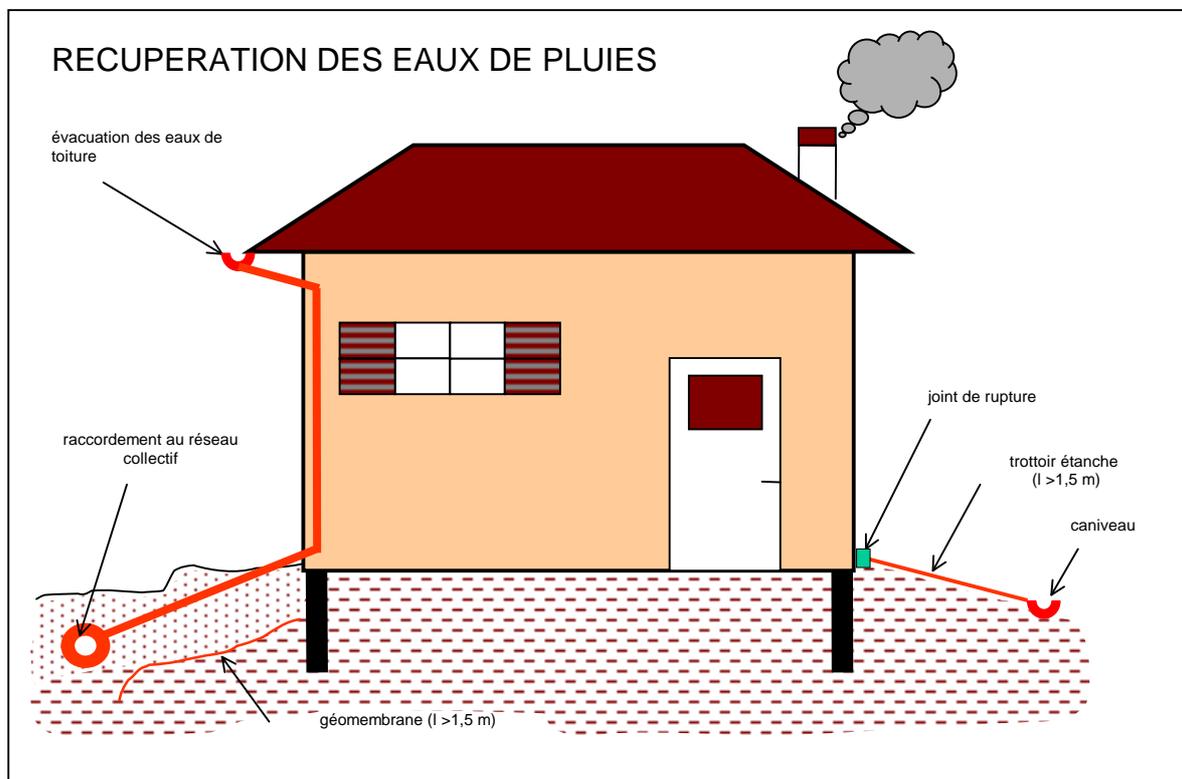
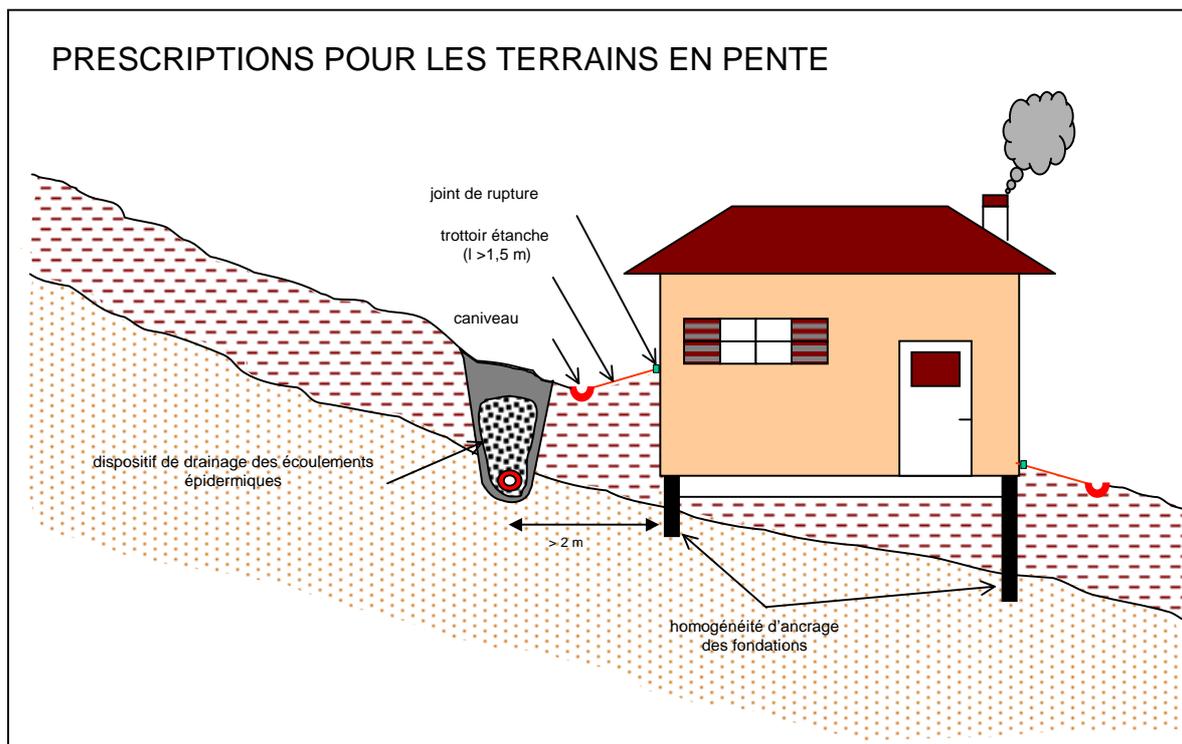


ECRAN ANTI-RACINE



PRESCRIPTIONS POUR LES CONSTRUCTIONS NEUVES







PRÉFECTURE DU GERS

Cabinet
Service Interministériel des Affaires
Civiles et Economiques de Défense
et de Protection Civile

**ARRETE DE PRESCRIPTION D'UN PLAN DE PREVENTION DES RISQUES
NATURELS PREVISIBLES
« RETRAIT-GONFLEMENT DES ARGILES »**

Commune de CASTERON

Le Préfet du Gers,
Chevalier de la Légion d'Honneur,

VU la loi n° 87.565 du 22 juillet 1987 modifiée relative à l'organisation de la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs, notamment ses articles 40-1 à 40-6, issus de la loi n° 95-101 du 2 février 1995 ;

VU le décret n° 95.1089 du 5 octobre 1995 relatif à l'élaboration des plans de prévention des risques naturels prévisibles ;

VU les arrêtés du ministère de l'économie, des finances et de l'industrie portant modification des articles A.125-1, A 125-2 et création de l'article A 125-3 du code des assurances ;

VU la circulaire interministérielle du 24 novembre 2000 relative aux arrêtés du 5 septembre 2000, renforçant le lien entre l'indemnisation des dommages résultant des catastrophes naturelles et les mesures de prévention de ces risques ;

Considérant la nécessité de délimiter les terrains sur lesquels l'occupation ou l'utilisation du sol doit être réglementée du fait de leur exposition au risque « retrait-gonflement des argiles » ;

Sur la proposition de Madame la Secrétaire Générale de la Préfecture du Gers ;

A R R E T E

ARTICLE 1^{er}. L'établissement d'un plan de prévention des risques naturels prévisibles « retrait-gonflement des argiles » est prescrit sur la commune de CASTERON.

ARTICLE 2. - Le périmètre du secteur mis à l'étude est constitué du territoire communal.

ARTICLE 3.- La direction départementale de l'équipement est chargée d'instruire et d'élaborer le plan.

.../...

ARTICLE 4.- Ampliation du présent arrêté sera adressée à :

- Monsieur le maire de CASTERON,
- Monsieur le directeur départemental de l'équipement.

ARTICLE 5.- Le présent arrêté peut être consulté par le public :

- à la mairie de CASTERON,
- à la préfecture du Gers (service interministériel des affaires civiles et économiques de défense et de protection civile) .

ARTICLE 6.- Madame la Secrétaire Générale de la Préfecture du Gers, Monsieur le maire de CASTERON, Monsieur le directeur départemental de l'équipement sont chargés, chacun en ce qui le concerne, de l'exécution du présent arrêté qui sera publié au recueil des actes administratifs des services de l'Etat.

AUCH, le 30 AVR. 2003

Le Préfet,

Michel BILAUD.



PRÉFECTURE DU GERS

Cabinet
Service Interministériel des Affaires
Civiles et Economiques de Défense
et de Protection Civile

**ARRETE DE PRESCRIPTION D'UN PLAN DE PREVENTION DES RISQUES
NATURELS PREVISIBLES
« RETRAIT-GONFLEMENT DES ARGILES »**

Commune de L'ISLE-BOUZON

Le Préfet du Gers,
Chevalier de la Légion d'Honneur,

VU la loi n° 87.565 du 22 juillet 1987 modifiée relative à l'organisation de la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs, notamment ses articles 40-1 à 40-6, issus de la loi n° 95-101 du 2 février 1995 ;

VU le décret n° 95.1089 du 5 octobre 1995 relatif à l'élaboration des plans de prévention des risques naturels prévisibles ;

VU les arrêtés du ministère de l'économie, des finances et de l'industrie portant modification des articles A.125-1, A 125-2 et création de l'article A 125-3 du code des assurances ;

VU la circulaire interministérielle du 24 novembre 2000 relative aux arrêtés du 5 septembre 2000, renforçant le lien entre l'indemnisation des dommages résultant des catastrophes naturelles et les mesures de prévention de ces risques ;

Considérant la nécessité de délimiter les terrains sur lesquels l'occupation ou l'utilisation du sol doit être réglementée du fait de leur exposition au risque « retrait-gonflement des argiles » ;

Sur la proposition de Madame la Secrétaire Générale de la Préfecture du Gers ;

A R R E T E

ARTICLE 1^{er}. L'établissement d'un plan de prévention des risques naturels prévisibles « retrait-gonflement des argiles » est prescrit sur la commune de L'ISLE-BOUZON.

ARTICLE 2. - Le périmètre du secteur mis à l'étude est constitué du territoire communal.

ARTICLE 3.- La direction départementale de l'équipement est chargée d'instruire et d'élaborer le plan.

.../...

ARTICLE 4.- Ampliation du présent arrêté sera adressée à :

- Monsieur le maire de L'ISLE-BOUZON,
- Monsieur le directeur départemental de l'équipement.

ARTICLE 5.- Le présent arrêté peut être consulté par le public :

- à la mairie de L'ISLE-BOUZON,
- à la préfecture du Gers (service interministériel des affaires civiles et économiques de défense et de protection civile).

ARTICLE 6.- Madame la Secrétaire Générale de la Préfecture du Gers, Monsieur le maire de L'ISLE-BOUZON, Monsieur le directeur départemental de l'équipement sont chargés, chacun en ce qui le concerne, de l'exécution du présent arrêté qui sera publié au recueil des actes administratifs des services de l'Etat.

AUCH, le 30 AVR. 2003

Le Préfet,

Michel BILAUD.



PRÉFECTURE DU GERS

Cabinet
Service Interministériel des Affaires
Civiles et Economiques de Défense
et de Protection Civile

**ARRETE DE PRESCRIPTION D'UN PLAN DE PREVENTION DES RISQUES
NATURELS PREVISIBLES
« RETRAIT-GONFLEMENT DES ARGILES »**

Commune de LECTOURE

Le Préfet du Gers,
Chevalier de la Légion d'Honneur,

VU la loi n° 87.565 du 22 juillet 1987 modifiée relative à l'organisation de la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs, notamment ses articles 40-1 à 40-6, issus de la loi n° 95-101 du 2 février 1995 ;

VU le décret n° 95.1089 du 5 octobre 1995 relatif à l'élaboration des plans de prévention des risques naturels prévisibles ;

VU les arrêtés du ministère de l'économie, des finances et de l'industrie portant modification des articles A.125-1, A 125-2 et création de l'article A 125-3 du code des assurances ;

VU la circulaire interministérielle du 24 novembre 2000 relative aux arrêtés du 5 septembre 2000, renforçant le lien entre l'indemnisation des dommages résultant des catastrophes naturelles et les mesures de prévention de ces risques ;

Considérant la nécessité de délimiter les terrains sur lesquels l'occupation ou l'utilisation du sol doit être réglementée du fait de leur exposition au risque « retrait-gonflement des argiles » ;

Sur la proposition de Madame la Secrétaire Générale de la Préfecture du Gers ;

A R R E T E

ARTICLE 1^{er}. L'établissement d'un plan de prévention des risques naturels prévisibles « retrait-gonflement des argiles » est prescrit sur la commune de LECTOURE.

ARTICLE 2. - Le périmètre du secteur mis à l'étude est constitué du territoire communal.

ARTICLE 3.- La direction départementale de l'équipement est chargée d'instruire et d'élaborer le plan.

.../...

ARTICLE 4.- Ampliation du présent arrêté sera adressée à :

- Monsieur le maire de LECTOURE,
- Monsieur le directeur départemental de l'équipement.

ARTICLE 5.- Le présent arrêté peut être consulté par le public :

- à la mairie de LECTOURE,
- à la préfecture du Gers (service interministériel des affaires civiles et économiques de défense et de protection civile) .

ARTICLE 6.- Madame la Secrétaire Générale de la Préfecture du Gers, Monsieur le maire de LECTOURE, Monsieur le directeur départemental de l'équipement sont chargés, chacun en ce qui le concerne, de l'exécution du présent arrêté qui sera publié au recueil des actes administratifs des services de l'Etat.

AUCH, le 30 AVR. 2003

Le Préfet,

Michel BILAUD.

PRÉFECTURE DU GERS

Cabinet
Service Interministériel des Affaires
Civiles et Economiques de Défense
et de Protection Civile

**ARRETE DE PRESCRIPTION D'UN PLAN DE PREVENTION DES RISQUES
NATURELS PREVISIBLES
« RETRAIT-GONFLEMENT DES ARGILES »**

Commune de MAUROUX

Le Préfet du Gers,
Chevalier de la Légion d'Honneur,

VU la loi n° 87.565 du 22 juillet 1987 modifiée relative à l'organisation de la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs, notamment ses articles 40-1 à 40-6, issus de la loi n° 95-101 du 2 février 1995 ;

VU le décret n° 95.1089 du 5 octobre 1995 relatif à l'élaboration des plans de prévention des risques naturels prévisibles ;

VU les arrêtés du ministère de l'économie, des finances et de l'industrie portant modification des articles A.125-1, A 125-2 et création de l'article A 125-3 du code des assurances ;

VU la circulaire interministérielle du 24 novembre 2000 relative aux arrêtés du 5 septembre 2000, renforçant le lien entre l'indemnisation des dommages résultant des catastrophes naturelles et les mesures de prévention de ces risques ;

Considérant la nécessité de délimiter les terrains sur lesquels l'occupation ou l'utilisation du sol doit être réglementée du fait de leur exposition au risque « retrait-gonflement des argiles » ;

Sur la proposition de Madame la Secrétaire Générale de la Préfecture du Gers ;

A R R E T E

ARTICLE 1^{er}. L'établissement d'un plan de prévention des risques naturels prévisibles « retrait-gonflement des argiles » est prescrit sur la commune de MAUROUX.

ARTICLE 2. - Le périmètre du secteur mis à l'étude est constitué du territoire communal.

ARTICLE 3.- La direction départementale de l'équipement est chargée d'instruire et d'élaborer le plan.

.../...

ARTICLE 4.- Ampliation du présent arrêté sera adressée à :

- Monsieur le maire de MAUROUX,
- Monsieur le directeur départemental de l'équipement.

ARTICLE 5.- Le présent arrêté peut être consulté par le public :

- à la mairie de MAUROUX,
- à la préfecture du Gers (service interministériel des affaires civiles et économiques de défense et de protection civile) .

ARTICLE 6.- Madame la Secrétaire Générale de la Préfecture du Gers, Monsieur le maire de MAUROUX, Monsieur le directeur départemental de l'équipement sont chargés, chacun en ce qui le concerne, de l'exécution du présent arrêté qui sera publié au recueil des actes administratifs des services de l'Etat.

AUCH, le 30 AVR. 2003

Le Préfet,

Michel BILAUD.

DTU

document technique unifié

n° 13.12

mars 1988

(référence AFNOR DTU P 11-711)

**règles pour le calcul
des fondations
superficielles**

établies par
le groupe de coordination
des textes techniques

secrétariat du groupe DTU :
CSTB 4, av. du recteur-poincaré, paris 16

cahiers du centre scientifique
et technique du bâtiment
livraison 287 cahier 2225

**membre de la commission
du DTU relatif aux fondations superficielles**

Président

M. **JALIL**, SOCOTEC

Animateur

M. **ADAM**, Directeur de la Régimentation à la Fédération Nationale du Bâtiment

Co-Rapporteurs

MM. **JALIL** (SOCOTEC)

COIN (Directeur technique de la SAE)

Membres

MM. **AMAR**, représentant le LCPC

BLEVOT (f), représentant le Bureau SECURITAS

BOLLE, représentant SPIE-BATIGNOLLES

BUISSON et **ISNARD** représentant le bureau VERITAS

CLAUZON, représentant l'UNM

COLLIN, représentant l'ITBTP-CATED

CUNIN, représentant le CEP

GERY, représentant la Société de Construction GERY-DUTHEIL

GONIN, représentant SIMECSOL ÉTUDES

HABIB, représentant le Laboratoire de Mécanique des Solides

HURTADO, représentant la Société SOLS ET STRUCTURES

LEBEGUE et **TCHENG**, représentant le CEBTP

MINGASSON, représentant la SOCOTEC

PERCHAT, représentant la FNB

REIMBERT, représentant les Ingénieurs-Conseils de France

ROUSSEAU, représentant la Société SOLETCO

PAREZ, représentant la Société SOLS-ESSAIS

SCHMOL, représentant le SNBATI

VERZAT, représentant le CSMBA

*Le présent document annule et remplace les Règles de calcul du DTU 13.1
« Fondations superficielles » de février 1968.*

Toute représentation ou reproduction intégrale ou partielle de cet ouvrage faite sans le consentement du CSTB est illicite. Elle constitue une contrefaçon au sens de la loi du 11 mars 1957.

© CSTB 1988

ISBN 2-86891-117-x

règles pour le calcul des fondations superficielles

sommaire

Chapitre 1			
Domaine d'application et objet		3
<hr/>			
Chapitre 2			
Calcul des ouvrages de fondations			
	2,1 Réaction du sol	3
	2,2 Actions et sollicitations	3
	2,3 Justifications des ouvrages de fondations	4
	2,31 État-limite ultime de résistance	4
	2,32 État-limite ultime de stabilité de forme	4
	2,33 État-limite d'équilibre statique	4
	2,34 État-limite de service vis-à-vis de la durabilité	4
	2,35 État-limite de service vis-à-vis des déformations	4
	2,4 Cas particuliers	5
	2,41 Fondations sur sols difficiles	5
	2,42 Fondations à des niveaux différents	5
	2,43 Fondations superficielles à proximité d'ouvrages sur pieux	5
	2,44 Fondations au voisinage de fouilles et talus	5
	2,45 Précautions concernant le gel	5
	2,46 Fondations antivibratiles	5
	2,5 Dispositions constructives	5
	2,51 Joint de rupture	5
	2,52 Joint de dilatation	5
	2,53 Armatures minimales de chaînage	6
	2,54 Position des armatures	6
	2,55 Aciers en attente	6
<hr/>			
Chapitre 3			
Détermination de la contrainte de calcul q			
	3,1 Contrainte de calcul déduite de l'expérience	6
	3,2 Détermination de la valeur ultime q_u	6
	3,21 Essais de laboratoire	6
	3,22 Essais pressiométriques	7
	3,23 Essais pénétrométriques	8
	3,3 Évaluation des tassements	9
	3,31 Évaluation à partir des essais de laboratoire	9
	3,32 Évaluation à partir des essais pressiométriques	9
	3,33 Évaluations des tassements à partir des essais pénétrométriques (statiques, dynamique, SPT)	10
<hr/>			
Annexes			
	1 Semelles continues sous mur non armées transversalement	11
	2 Méthode des bielles	11

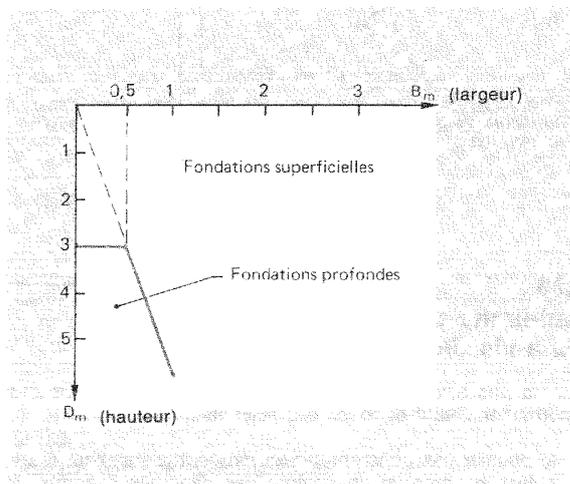
chapitre 1 domaine d'application et objet

Les présentes règles de calcul sont applicables aux travaux de fondations superficielles en béton, béton armé constituées par des semelles isolées, des semelles filantes, des radiers généraux et des massifs semi-profonds (puits courts).

Commentaire

On rappelle que le DTU 14.1 traite de l'action de l'eau sur les parties immergées des ouvrages de bâtiment donc sur les radiers.

Lorsque le rapport de la largeur à la hauteur d'une fondation est inférieur à un sixième et que la hauteur est supérieure à 3 m, il s'agit de fondations profondes qui relèvent alors du DTU 13.2.



Les présentes règles de calcul ne traitent pas des fondations de certains ouvrages qui font l'objet de règles particulières.

Commentaire

Il existe ainsi des règles professionnelles pour les cheminées, les châteaux d'eau, etc.

chapitre 2 calcul des ouvrages de fondations

2,1 réaction du sol

La réaction du sol sous une structure, au moins définie dans ses grandes lignes, peut être le plus souvent caractérisée par une valeur ultime q_u .

Commentaire

- Cette valeur tient alors implicitement compte des dimensions prévisibles des semelles, de leurs implantations respectives, de l'éventuelle alternance compression-décompression du sol et de l'inclinaison prévisible de la résultante des charges appliquées.
- Dans certains cas particuliers, il convient de définir pour chaque situation la valeur ultime q_u .

La contrainte de calcul q est la plus petite des 2 valeurs $q_u/2$ et de celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure (cf. article 2.35).

Commentaire

- Il est possible de prendre une contrainte de calcul plus grande que celle définie ci-dessus, sans excéder $q_u/2$, mais il faut alors tenir compte des tassements différentiels prévisibles associés.
- Le rapport de sol a pour objet notamment de préciser la valeur de la contrainte de calcul q .
- La contrainte de calcul utilisée pour les vérifications aux ELU (États Limites Ultimes) ne doit pas être confondue avec la contrainte admissible utilisée antérieurement avec les règles dites « aux contraintes admissibles » par exemple le BA 68. Cette contrainte admissible est plus faible que la contrainte de calcul.
- Les dispositions constructives permettent habituellement de limiter les conséquences des tassements totaux entre la structure et son environnement.

2,2 actions et sollicitations

Les actions et sollicitations des ouvrages de fondation sont évaluées en fonction des règles de béton armé en vigueur.

Commentaire

Il s'agit actuellement des Règles BAEL 83 et, le plus souvent, de la partie B, chapitre B8 et B9.

Lorsque les ouvrages de fondations sont surmontés par des structures en charpente bois ou métal, la combinaison des sollicitations doit être faite conformément aux règles de calcul du béton armé ou à défaut conformément aux règles de calcul de la charpente, avec l'accord du maître d'ouvrage.

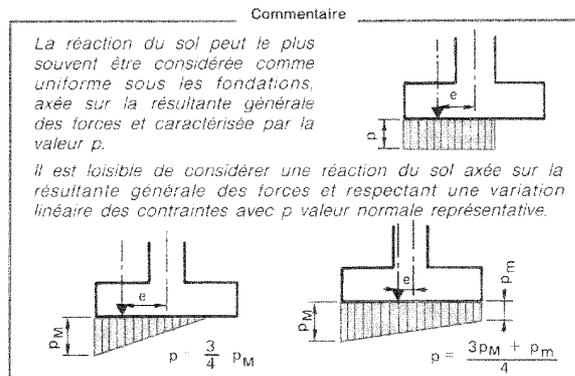
2,3 justifications des ouvrages de fondations

Les ouvrages de fondation doivent être justifiés conformément aux règles de béton armé en vigueur sous les différents états suivants :

- état-limite ultime de résistance ;
- état-limite ultime de stabilité de forme ;
- état-limite d'équilibre statique (en particulier, glissement et cercles de glissement) ;
- état-limite de service vis-à-vis de la durabilité ;
- état-limite de service vis-à-vis des déformations.

2,31 état-limite ultime de résistance

Les sollicitations s'expriment par la résultante générale des forces prise au niveau du plan de contact avec le sol et on en déduit p , la valeur représentative de la composante normale des contraintes associées.



La justification de l'état-limite ultime de résistance est satisfaite vis-à-vis du sol par l'inégalité suivante :

$$p \leq q$$

Dans le cas de combinaison d'actions pour lesquelles l'action du vent est l'action variable de base, l'inégalité satisfaite est :

$$p \leq 1,33 q$$

La justification des dimensions de la fondation et de ses armatures vis-à-vis des règles de béton armé relève de la méthode des bielles dans son domaine d'application ou plus généralement de toute méthode de la résistance des matériaux dans la mesure où la forme des pièces le permet (méthode des moments ou méthode de la poutre). Dans ce dernier cas, les règles de béton armé en vigueur s'appliquent intégralement.

Commentaire

Pour la méthode des bielles voir l'annexe 2.
Pour le béton armé, il s'agit actuellement du BAEL 83.

2,32 état-limite ultime de stabilité de forme

Lorsque la structure qui surmonte les fondations a été justifiée par l'état-limite ultime de stabilité de forme ou l'état de flexion composée avec moment complémentaire, les sollicitations à prendre en compte dans la justification de l'état-limite ultime de résistance de la fondation doivent tenir compte des excentricités additionnelles provenant des effets de second ordre.

2,33 état-limite d'équilibre statique

Il n'y a pas de justification spéciale d'état-limite d'équilibre statique, sauf en ce qui concerne les deux points suivants :

- condition de non glissement de la fondation sur le sol :
il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante par rapport à la normale au plan de contact de la fondation avec le sol reste dans le cône de glissement de demi angle au sommet tel que $\operatorname{tg} \delta = 0,5$;

Commentaire

L'angle d'ouverture du cône de glissement est lui-même limité par l'angle de frottement interne du sol, dans le cas de sol non cohérent (voir chap. 4).

- condition de stabilité d'ensemble dans le cas de dénivellation ou de pente importante, prenant en compte la structure et le terrain avoisinant.

Commentaire

Par exemple, méthode du cercle de glissement.

2,34 état-limite de service vis-à-vis de la durabilité

A défaut de justification plus précise sous les combinaisons d'actions de service, dans le cas où la fissuration de la fondation est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable, la section d'armatures obtenue à l'état-limite ultime de résistance doit être majorée respectivement de 10 % ou de 50 %.

Commentaire

Pour la définition des états préjudiciable et très préjudiciable, se reporter aux règles de béton armé en vigueur, actuellement le BAEL 83.

2,35 état-limite de service vis-à-vis des déformations

Il n'y a pas à justifier de l'état-limite de service vis-à-vis des déformations, sauf dans les cas suivants :

- le premier cas concerne les structures hyperstatiques calculées en prenant en compte des hypothèses quant au déplacement ou à la rotation des fondations. Il y a lieu de vérifier que les déplacements ou rotation des fondations qui découlent des sollicitations ainsi calculées restent compatibles avec les hypothèses de départ ;
- le deuxième cas concerne les fondations et structures lorsque les tassements différentiels sont à prendre en compte ;

Commentaire

Pour les ouvrages en béton, il s'agit du BAEL article B 52 lorsque les tassements différentiels calculés excèdent $l/500$.

- le troisième cas sur prescription des DPM.

Commentaire

Il s'agit, par exemple, d'utilisation particulière de certains locaux.

2,4 cas particuliers

2,41 fondations sur sols difficiles

Les fondations superficielles sur sols difficiles nécessitent une étude spécifique couvrant à la fois les domaines de la conception, du calcul et de l'exécution.

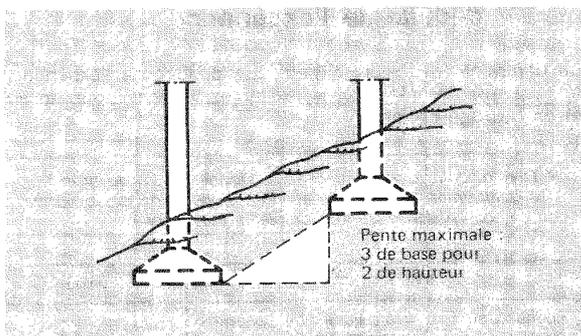
Commentaire

On rencontre notamment de tels problèmes :

- dans le cas de fouilles réalisées sur une grande profondeur dont le fond est situé dans une couche argileuse ;
- dans le cas de fondations reposant sur un sol gonflant dont les variations dimensionnelles sont fortement conditionnées par sa teneur en eau, etc.

2,42 fondations à des niveaux différents

Lorsque le sol d'assise ne peut donner lieu à un glissement d'ensemble, les niveaux des fondations successives doivent être tels qu'une pente maximale de 3 de base pour 2 de hauteur relie les arêtes des semelles les plus voisines.



Si cette condition ne peut être satisfaite, des dispositions spéciales doivent être prises pour éviter le desserrage des terrains supérieurs, pour équilibrer les poussées et pour assurer l'évacuation des eaux.

2,43 fondations superficielles à proximité d'ouvrages sur pieux

Les fondations superficielles ne doivent exercer aucune action dangereuse sur les pieux voisins.

2,44 fondations au voisinage de fouilles et talus

Si, dans le voisinage de l'ouvrage, existent des fouilles ou des dépressions plus profondes que le niveau de fondation, il convient de vérifier que les charges et poussées apportées par les fondations peuvent être supportées par leur terrain d'assise aussi bien en phase provisoire qu'en phase définitive. Au besoin, des dispositions spécifiques doivent être prises à cet effet.

2,45 précautions concernant le gel

Le niveau de fondation doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des conséquences du gel, sauf dispositions spéciales prises à cet effet.

Commentaire

Cette profondeur est fonction de la nature du sol et du climat. Même si le sol ne gèle pas profondément, la teneur en eau du sol sous-jacent peut être modifiée fortement par le gel. La portance du sol s'améliorant en général avec la profondeur, il est indiqué de descendre au moins à 0,50 m en pays tempéré, et d'aller parfois au-delà de 1 m en montagne, compte tenu de l'altitude et de la nature du sol.

2,46 fondations antivibratiles

Les fondations antivibratiles ne sont pas traitées dans le présent texte.

Commentaire

Les fondations antivibratiles nécessitent une étude spécifique couvrant à la fois les domaines de la conception, du calcul et de l'exécution pour l'ouvrage lui-même et les ouvrages avoisinants.

2,5 dispositions constructives

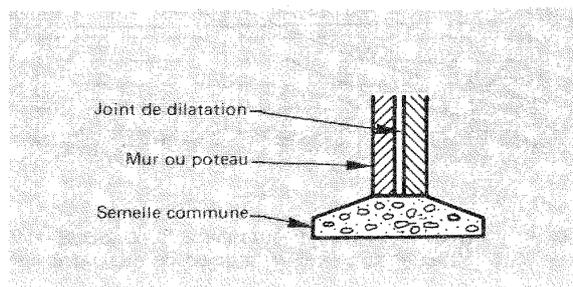
2,51 joint de rupture

Un joint de rupture doit être ménagé entre deux éléments d'ouvrages voisins lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge et de tassement.

Il en est de même lorsque le sol présente un changement brusque de compressibilité sous un même ouvrage.

2,52 joint de dilatation

Sur sol homogène et bien consolidé, les joints de rupture coupant les fondations sont de préférence évités ; les joints de dilatation normalement prévus sont alors arrêtés au-dessus des semelles de fondation.



2,53 armatures minimales de chaînage

Les semelles filantes sous mur doivent, sauf disposition contraire des DPM comporter un chaînage dont la section doit être au moins égale à l'une des valeurs suivantes :

- 3 cm² dans le cas de ronds lisses Fe E 215
- 2 cm² dans le cas de barres HA Fe E 400
- 1.6 cm² dans le cas de treillis soudés ou barres Fe E 500.

Commentaire

Il est loisible dans le cas de semelle en gros béton de reporter les armatures du chaînage à la base du mur si celui-ci a une hauteur suffisante.

Dans le cas de grande longueur, les armatures du chaînage peuvent être constituées de barres successives dont le recouvrement est de 35 diamètres (ou de 3 soudures pour les treillis soudés).

Dans les angles saillants ou rentrants de raccordement entre 2 murs, la continuité du chaînage est également assurée par recouvrement.

2,54 position des armatures

La distance libre minimale entre toute génératrice extérieure d'une armature quelconque et la surface de la semelle ou du béton de propreté la plus voisine doit respecter les enrobages prescrits par les règles de béton armé en vigueur. A défaut, cette distance sera prise égale à 4 cm.

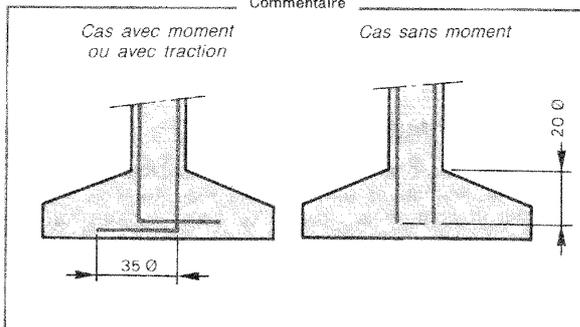
Commentaire

Article A.7.1 du BAEL 83.

2,55 aciers en attente

Lorsqu'il est prévu des aciers en attente comme amorce de ferrailage de poteaux ou murs, ces aciers sont à retourner en partie basse des fondations par retour d'équerre s'ils sont calculés pour équilibrer un moment fléchissant ou un effort normal de traction à la base du poteau ou du mur.

Commentaire



chapitre 3

détermination de la contrainte de calcul q

La détermination de la contrainte de calcul peut soit être déduite de l'expérience, soit être déterminée par le calcul à partir des résultats d'essais de sol.

3,1 contrainte de calcul déduite de l'expérience

La contrainte de calcul q peut être déduite de l'expérience acquise sur des réalisations existantes voisines pour un sol et un ouvrage donnés.

Commentaire

A titre indicatif, le tableau ci-après donne l'ordre de grandeur des contraintes de calcul q admises en fonction de la nature du sol, en l'absence de tout problème particulier.

Nature du sol	q (MPa)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Argiles (*)	0,1 à 0,3

* Certaines argiles très plastiques ne sont pas visées dans ce tableau

3,2 détermination de la valeur ultime q_u

La valeur ultime q_u peut être calculée à partir des résultats d'essais géotechniques du sol de fondation.

3,21 essais de laboratoire

En général les essais de laboratoire ont conduit à la connaissance des 3 paramètres suivants :

- C : cohésion
- ϕ : angle de frottement interne
- γ : masse volumique.

Les valeurs à prendre en compte pour ϕ et C sont :
 — pour l'équilibre à court terme C_{uu} et ϕ_{uu}
 — pour l'équilibre à long terme C' et ϕ' .

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, on a :

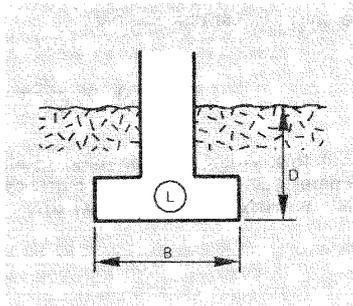
$$q_u = s_c C N_c + \frac{1}{2} s_\gamma \gamma B N_\gamma + s_q \gamma D N_q$$

Coefficients de forme :

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1$$



N_c , N_γ et N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de ϕ . Ils sont donnés par le tableau suivant :

ϕ	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle δ sur la verticale les 3 termes de la formule précédente sont chacun affectés d'un coefficient minorateur, à savoir :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$$

Dans le cas de charges excentrées d'excentrement e la largeur à prendre en compte en lieu et place de B est

$$B' = B - 2e.$$

3,22 essais pressiométriques

Les essais pressiométriques permettent de déterminer à différents niveaux les 2 paramètres suivants :

p_l : pression limite

E_M : module pressiométrique.

On calcule ensuite, pour chaque niveau, la pression limite nette correspondante :

$$p_{ln}^* = p_l - p_o$$

où p_o est la contrainte totale horizontale dans le sol au niveau concerné et au moment où l'on fait l'essai.

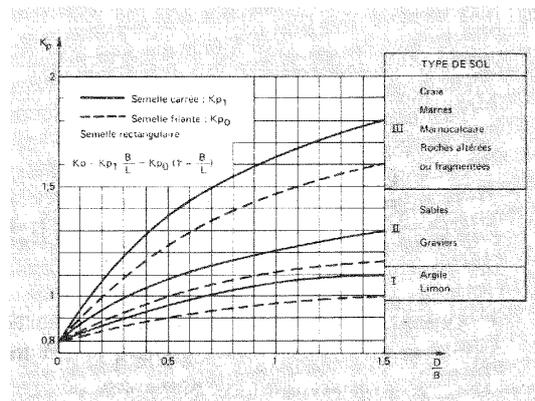
Pour une semelle sous charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, on a :

$$q_u = K_p p_{ln}^* + \gamma \cdot D$$

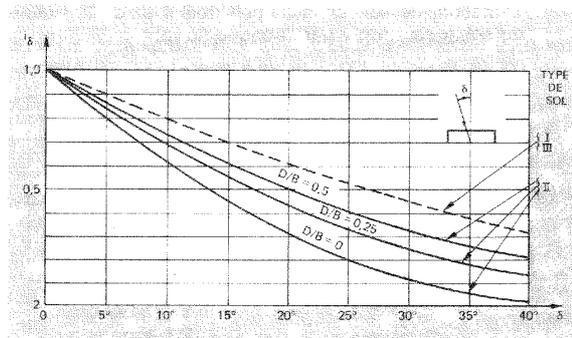
avec γ masse volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant.

p_{ln}^* est la pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à $1,5 B$ située sous la semelle. Les pressions limites nettes étant toutefois plafonnées à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée.

K_p est le facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par l'abaque suivant :



Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle δ sur la verticale, la valeur de $K_p p_{ln}^*$ est affectée d'un coefficient minorateur i_δ qui tient compte de l'inclinaison, de la nature du sol et de l'encastrement relatif. Ce coefficient minorateur est donné par l'abaque suivant :



Dans le cas de charges excentrées, d'excentrement e, la largeur à prendre en compte en lieu et place de B est :

$$B' = B - 2e.$$

3,23 essais pénétrométriques

3,231 pénétromètre statique

L'essai au pénétromètre statique permet de donner un profil continu de pénétration donnant la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur.

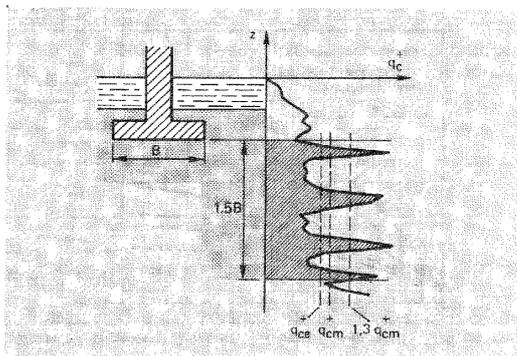
Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la contrainte de calcul q_u est obtenue par la formule :

$$q_u = k_c q_{ce} i_\delta + \gamma D$$

i_δ : coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison ;
 γ : masse volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant ;

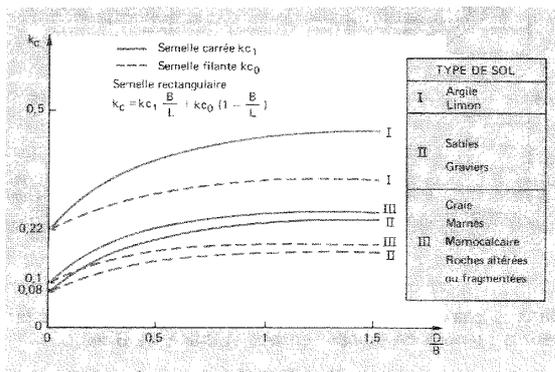
q_{ce} : résistance de pointe équivalente calculée comme la valeur moyenne des résistances de pointes nettes sur une profondeur égale à 1,5 B située sous la semelle.

Les résistances des pointes nettes sont déduites des résistances de pointes mesurées en écrétant les valeurs supérieures à 1,3 fois la moyenne calculée sur 1,5 B des résistances de pointe mesurées.



Le cas de profils de pénétration qui fait apparaître dans la zone d'action des fondations de l'ouvrage des valeurs de $q_c < 0,5$ MPa doit faire l'objet d'une étude complémentaire avant de choisir le type de fondation et la contrainte q_u .

k_c : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par l'abaque suivant :



Dans le cas de charges inclinées et excentrées, on effectue la rectification comme déjà indiqué à l'article 3,22 « Essais pressiométriques » précédent.

3,232 pénétromètre dynamique

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'obtenir un profil de pénétration donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur.

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la contrainte de calcul q_u est obtenue par :

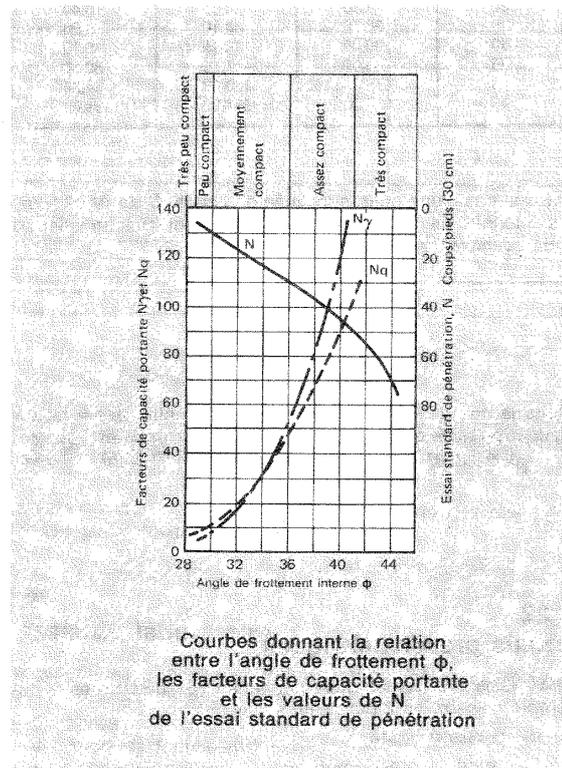
$$q_u = \frac{q_d}{5 \text{ à } 7}$$

Toutefois, l'interprétation des résultats obtenus avec cet appareil doit être faite avec une grande prudence, notamment dans le cas des sols argileux.

3,233 SPT (Standard Penetration Test)

L'utilisation du SPT doit être réservée aux sols pulvérulents. Cet essai permet de donner un profil du nombre de coups N pour enfoncer le carottier standard en fonction de la profondeur.

Le graphique suivant donne ϕ , N_γ et N_q en fonction de N. On poursuit ensuite en appliquant l'article 3,21.



3,3 évaluation des tassements

Les combinaisons d'action à considérer sont celles de l'état-limite de service.

Les présentes règles concernent l'évaluation du tassement d'une fondation superficielle isolée.

3,31 évaluation à partir des essais de laboratoire

Le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes :

s_i : tassement immédiat

s_c : tassement de consolidation.

Sauf ouvrages particuliers dans lesquels la charge d'exploitation est forte vis-à-vis des charges permanentes et peut être appliquée dans un délai très court, une fois l'ouvrage construit, le terme s_i peut être négligé.

Des essais de laboratoire (œdomètres) donnent, pour chaque couche du terrain située sous la fondation les paramètres suivants :

e_o : indice des vides initial

C_c : indice de compression

σ'_p : pression de préconsolidation.

Le sol sous la fondation est décomposé en tranches d'épaisseur Δz au plus égale à $B/2$. On calcule la contrainte verticale apportée par la fondation en son axe à mi-épaisseur de la tranche à laquelle on ajoute l'action du poids des terres situées au-dessus, éventuellement déjàugées, soit σ_z le résultat.

Le tassement de la tranche considérée a pour valeur :

$$S_j = \Delta z \frac{C_c}{1 + e\sigma} \log_{10} \frac{\sigma_z}{\sigma'_p}$$

Le tassement total S_c a pour valeur la somme arithmétique des tassements de toutes les couches.

3,32 évaluation à partir des essais pressiométriques

Le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes :

s_c : tassement dit de consolidation

s_d : tassement dit déviatorique.

avec :

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

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

où :

$$B_o = 0,6 \text{ m.}$$

σ : composante normale de la contrainte du sol sous la fondation pour l'état-limite de service.

E_M : module pressiométrique du sol.

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol et donné dans les tableaux ci-dessous :

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	α	E/p_1	α	E/p_1	α	E/p_1	α	E/p_1	α
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	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

λ_c et λ_d = coefficients de forme, fonction du rapport L/B donnés ci-dessous.

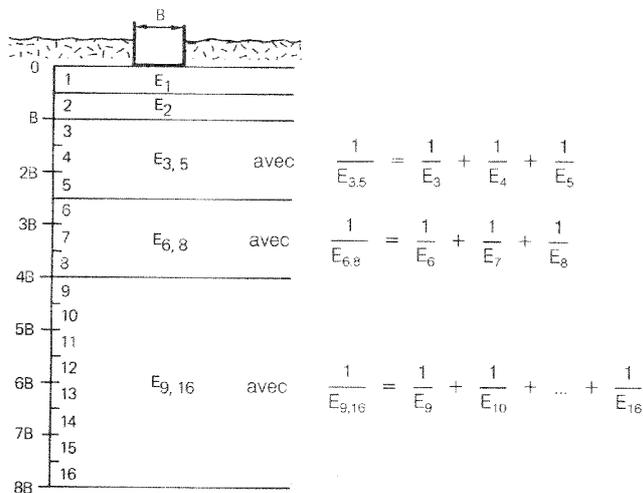
L/B	1		2	3	5	20
	cercle	carré				
λ_c	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Dans le cas d'un sol hétérogène, on découpe le sol en couches successives d'épaisseur $B/2$ et numérotées de 1 à 16.

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

La valeur de E_M utilisée pour le calcul de s_g est donnée par la formule ci-après :

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



3,33 évaluation des tassements à partir des essais pénétrométriques (statiques, dynamique, SPT)

Les méthodes pénétrométriques ne permettent pas en général une mesure directe des paramètres de compressibilité du sol.

Il est néanmoins possible d'estimer, à l'aide de corrélations basées sur l'expérience, les paramètres de compressibilité à affecter aux différentes couches de sol situées sous la fondation en fonction de leur nature.

Commentaire

Ces corrélations sont d'autant plus fiables qu'on dispose pour la nature de sol considéré d'essais de compressibilité effectués en place ou en laboratoire.

annexe 1

semelles continues sous murs non armées transversalement

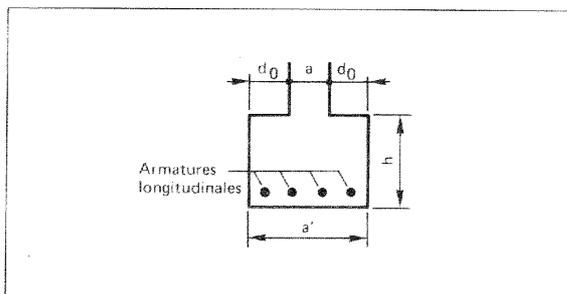
annexe 2

méthode des bielles

Les semelles continues sous murs peuvent ne pas comporter d'armatures perpendiculaires au plan moyen du mur si les conditions suivantes sont supposées remplies :

- le mur transmet à la semelle une charge verticale uniforme et centrée ;
- la hauteur totale h de la semelle est au moins égale au double du débord :

$$h \geq 2 d_0 \quad \text{avec} \quad d_0 = \frac{a' - a}{2}$$

**généralités**

La « méthode des bielles » d'usage courant en France depuis de nombreuses années permet de calculer la plupart des semelles de fondations sur sol (ou sur pieux) rencontrées dans les structures des bâtiments.

Elle consiste à supposer que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui (murs ou poteaux) sont transmises au sol (ou aux pieux) par les bielles obliques ; l'obliquité de ces bielles détermine à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures. Un ensemble de deux bielles symétriques fonctionne comme les deux arbalétriers d'une ferme chargée au sommet, les armatures inférieures constituant le tirant qui équilibre la poussée de la ferme.

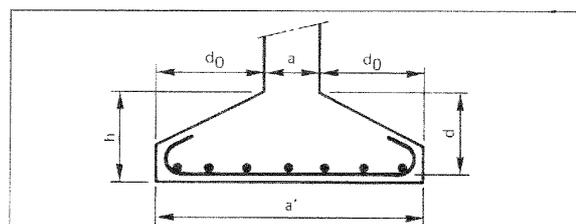
En toute rigueur, la méthode des bielles s'applique essentiellement aux semelles centrées assurant sur le sol une pression supposée uniforme (ou sur les pieux des charges égales). Sa validité a été établie dans ces cas par de nombreux essais systématiques. Toutefois, il paraît possible d'extrapoler son application à d'autres cas, dans les limites précisées ci-après.

application de la méthode des bielles au calcul des semelles sur le sol

On suppose expressément dans ce qui suit que les réactions du sol sont normales à la surface d'appui de la semelle. En réalité, il s'exerce des forces de frottement qui, en certains cas, peuvent avoir une influence favorable et permettre ainsi de réduire la section des armatures inférieures définies ci-après, mais il importe de ne tenir compte de ces effets que dans le cas d'un banc rocheux sain et franc.

semelles continues sous murs transmettant une charge uniformément centrée

La coupe transversale de telles semelles est conforme au croquis ci-dessous qui définit les notations.



Les notations utilisées dans les annexes sont celles des Règles BAEL 83.

Soit p_u la valeur de la charge de calcul par unité de longueur (à l'état-limite ultime).

L'application de la méthode des bielles implique les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2 d_0$$

$$\left(\text{ou } \frac{a' - a}{4} \leq d \leq a' - a \right)$$

La condition $d > \frac{d_0}{2}$ permet de considérer que, dans le cas général des semelles sur sol, il n'est pas nécessaire de procéder à des vérifications concernant l'effort tranchant et la contrainte de compression des bielles ; il n'y a pas lieu, en particulier, de prévoir des étriers ou des barres relevées.

L'aire de la section par unité de longueur de la semelle des armatures inférieures disposées transversalement à son plan moyen a pour valeur :

$$A = p_u \frac{d_0}{4d} \cdot \frac{1}{f_e/\gamma_s} = p_u \frac{a' - a}{8d} \cdot \frac{1}{f_e/\gamma_s}$$

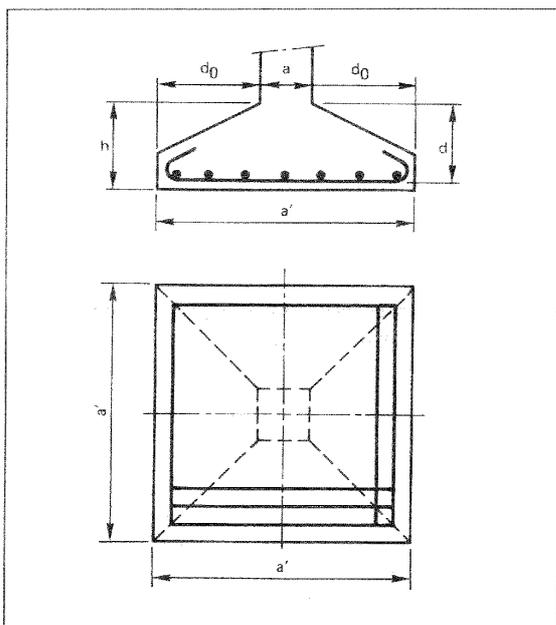
Sauf justifications, toutes les barres s'étendent sur la totalité de la dimension a' de la semelle et sont terminées par des crochets normaux ou d'autres ancrages par courbure équivalents ; l'épaisseur de la semelle aux extrémités est au moins égale à $6\varnothing + 6 \text{ cm}$, \varnothing étant le diamètre des armatures en cm.

Dans le cas de semelle sur sol correspondant à des contraintes de calcul du sol élevées, on doit justifier le comportement de la semelle au poinçonnement.

semelles à base carrée sous poteaux de section carrée

Il n'est traité que du cas où la charge est centrée et la pression sur le sol supposée uniforme.

Les dispositions sont conformes à celles représentées sur la figure ci-dessous qui définit les notations.



Les armatures de la semelle sont constituées par un quadrillage de barres orthogonales en deux lits superposés, de même section dans chaque sens et disposées à espacement constant.

Si d est la hauteur utile moyenne des deux lits d'armatures.

P_u la charge de calcul (à l'état-limite ultime) transmises par le point d'appui à la semelle, l'application de la méthode des bielles implique les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2 d_0$$

$$\left(\text{ou } \frac{a' - a}{4} \leq d \leq a' - a \right)$$

La section commune A des barres de chacun des deux lits est donnée par la formule :

$$A = P_u \times \frac{a' - a}{8 h} \times \frac{1}{f_e/\gamma_s}$$

Sauf justifications, ces barres s'étendent dans chaque sens sur toute la dimension de la semelle et sont terminées par des crochets normaux ou par des ancrages courbes équivalents.

Dans le cas de semelle sur sol correspondant à des contraintes de calcul du sol élevées, on doit justifier le comportement de la semelle au poinçonnement.

semelles à base rectangulaire sous poteaux de section rectangulaire

Il n'est traité que du cas où la charge est centrée et la pression sur le sol supposée uniforme.

En toute rigueur, la méthode des bielles ne s'applique que si la pression sur le sol peut être considérée comme uniforme et si la section de base du poteau et celle de la semelle sont homothétiques.

Cette dernière condition n'est pas toujours réalisée et l'on rencontre souvent en pratique des semelles dont les débords dans les deux sens sont du même ordre.

L'expérience a cependant légitimé l'extrapolation de la méthode des bielles à de tels cas.

DTU

document technique unifié

n° 13.12

mars 1988

règles pour le calcul des fondations superficielles

paru dans la livraison 287, cahier 2225

ERRATUM

novembre 1988

- Page 4

2,33

état-limite d'équilibre statique

A la fin du premier commentaire, remplacer :
(voir chap. 4) par :

(voir chap. 3)

- Page 8

3,231 pénétromètre statique

Au deuxième paragraphe remplacer :
« ... la contrainte de calcul q_u ... » par :

la valeur ultime q_u

3,232 pénétromètre dynamique

Au deuxième paragraphe remplacer :
« ... la contrainte de calcul q_u ... » par :

la valeur ultime q_u

- Page 12

semelles à base carrée
sous poteaux de section carrée

la dernière formule doit se lire :

$$A = p_u \times \frac{a' - a}{8d} \times \frac{1}{f_c/\gamma_s}$$

Travaux de bâtiment
**Ouvrages en maçonnerie
de petits éléments — Parois et murs**

**Partie 2 : Règles de calcul et dispositions constructives
minimales**

E : Execution of work — Small masonry unit walls — Part 2 : Calculation rules and minimum construction provisions

D : Durchführung der Arbeiten — Kleinelementmauerwerk — Wände und Außenwände — Teil 2 : Berechnungsregeln und Mindestfestlegungen für den Bau

Amendement A1

à la norme expérimentale XP P 10-202-2, d'avril 1994, publié par l'AFNOR en décembre 1995.

Correspondance

À la date de publication du présent document, il n'existe pas de travaux européens ou internationaux traitant du même sujet.

Analyse

Le présent document est un amendement à la norme expérimentale XP P 10-202-2, qui a pour objet de définir les dispositions constructives minimales applicables aux maçonneries traditionnelles de petits éléments dont l'exécution est définie dans la norme XP P 10-202-1. Les paragraphes 2.1.2.1, 2.1.8.2, 3.3.1 sont modifiés. Les paragraphes 3.3.2, 4.1.2 remplacent ceux de même numérotation de la norme expérimentale XP P 10-202-2. Le terme «plein» est supprimé dans les désignations des «blocs de béton cellulaire autoclavé».

Une annexe B est ajoutée.

Le présent amendement modifie la norme XP P 10-202-2 en ce qui concerne les maçonneries de blocs de béton cellulaire autoclavé, les murs doubles et prend en compte les ouvrages autres que courants.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : bâtiment, maçonnerie, paroi, mur, béton, pierre de taille, règle de construction, règle de calcul, dimension, épaisseur, valeur minimale, isolation thermique, protection contre l'humidité, condensation, soubassement, action des intempéries.

Modifications

Corrections

Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris La Défense Cedex — Tél. : (1) 42.91 55 55
diffusée par le CSTB 4, av. du recteur-poincaré 75782 paris cedex 16 — tél. : (1) 40 50 28 28



Ouvrage en maçonnerie de petits éléments
BNTEC DTU 20.1**Membres de la commission de normalisation**

Président : M CLAUZON

Secrétariat : UNION NATIONALE DE LA MAÇONNERIE

M	ALBENQUE	CTTB
M	ALVISET	CTTB
M	BALCON	BUREAU SOCOTEC
M	BARON	WEBER & BROUTIN
M	BICHATON	S.N LANORD ET BICHATON
M	BONHOMME	CETEN APAVE
M	BOUINEAU	CEBTP
M	BOULLARD	CAPEB
M	BRUSIN	BNIB
M	CLAUZON	UNION NATIONALE DE LA MAÇONNERIE
M	COLAS	CAMPENON BERNARD
M	COLLOT	CNET-HLM
M	COSTAZ	ENTREPRISE PASCO
M	CUNIN	CONTROLE ET PREVENTION
M	DALIGAND	SNIP
M	DELIASSUS	SMI
M	DESDEVISES	ATILH
M	DRAN	CERIB
M	FONTAINE	CTTB
MLLE	FOUSSADIER	CTTB
M	FURGEAUD	SIPOREX
M	GARNON	SMR
M	GROSJEAN	UNM
M	HRABOVSKY	BNTEC
M	LABRU	BUREAU VÉRITAS
M	LEJEUNE	CSTB
M	LENS	AFNOR
M	LUGEZ	CSTB
M	MARRAST	INGENIEUR CONSEIL
M	MERLET	CSTB
M	MIROUX	ENTREPRISE MIROUX
M	MONTRELAY	CAPEB
MME	MUYLAERT	UNEP
MME	PATROUILLEAU	AFNOR
M	POSSEME	BATIMENT ASSOCIES
M	SCHMOL	SNBATI
M	SHUMACHER	SNFCC
M	SIDOROFF	CERIB
M	TARRADE	UNSAFA
M	TOMAT	INGENIEUR CONSEIL

Page 7 — Paragraphe 2.1.2.1 au 2^e tiret lire :

«...blocs de béton cellulaire autoclavé (norme NF P 14-306)...» : **supprimer le terme pleins**

Page 7 — Paragraphe 2.1.2.1 — 2^e commentaire devient :

Un alvéole de section carrée de 10 cm de côté ou circulaire de 10 cm de diamètre est, en général suffisant.

Page 10 — Paragraphe 2.1.8.2 à la fin du paragraphe, après «haute adhérence» ajouter :

«...ou de mettre en place dans tous les joints horizontaux des armatures en treillis galvanisé.»

Pages 16 à 21

Dans les textes, supprimer le terme **plein** pour les blocs de béton cellulaire autoclavé.

3.3.1

Les épaisseurs minimales brutes des cloisons de doublage entre éléments raidisseurs (cloisons perpendiculaires, retour de la cloison ou poteaux d'inertie et de résistance suffisantes pour pouvoir jouer le rôle de raidisseurs) sont, sauf les exceptions visées en 3.3.2, indiquées dans le tableau ci-après :

Épaisseur brute de la cloison (cm)	Hauteur *) maximale (m)	Distance horizontale maximale entre raidisseurs (m)
Briques creuses de terre cuite et blocs en béton		
3,5	2,60	5,00
4 à 5,5	3,00	6,00
6 à 7,5	3,50	7,00
8 à 11	4,00	8,00
Carreaux en béton cellulaire autoclavé		
7,0 et 7,5	2,60	5,00
10,0	3,20	6,00
12,5	3,80	7,00
15	4,40	8,00

*) Pour les cloisons sous rampant, ces valeurs s'appliquent à la hauteur moyenne.

3.3.2

Les hauteurs maximales indiquées en 3.3.1 peuvent être dépassées si la distance entre éléments raidisseurs est telle que la surface de la cloison entre raidisseurs ne dépasse pas les valeurs ci-après :

Épaisseur brute de la cloison (cm)	Surface maximale entre éléments raidisseurs (m ²)
Brique creuses de terre cuite et blocs en béton	
3,5	10
4 à 5,5	14
6 à 7,5	20
8 à 11	25
Carreaux en béton cellulaire autoclavé	
7,0 et 7,5	10
10,0	15
12,5	20
15	25

4.1.2 Élancements inférieurs ou égaux à 15

Pour des élancements ne dépassant pas 15, les valeurs du coefficient N pour les différents matériaux sont indiquées dans les tableaux ci-après :

Cas des maçonneries montées à joints épais de mortier :

Matériaux	Normes de référence	Coefficient global N	
		Charge-ment centré	Charge-ment excentré
Brique creuses de terre cuite à faces de pose continues, avec joints pleins	NF P 13-301	7	10
Briques creuses de terre cuite à rupture de joint ou à joints partiels	NF P 13-301	9	11
Briques pleines ou perforées de terre cuite destinées à rester apparentes ou à être enduites	NF P 13-304 NF P 13-305	7	9
Blocs perforés de terre cuite à perforations verticales destinés à rester apparents ou à être enduits	NF P 13-305 NF P 13-306	7	9

(à suivre)

XP P 10-202-2/A1

— 4 —

Matériaux	Normes de référence	Coefficient global N	
		Charge-ment centré	Charge-ment excentré
Blocs pleins ou creux en béton de granulats courants	NF P 14-301	6	8
Blocs pleins ou creux en béton de granulats légers	NF P 14-304	6	8
Pierre de taille	NF B 10-509	8	10
Blocs de béton cellulaire autoclavé	NF P 14-306	8	10

Cas des maçonneries montées à joints minces et continus de mortier-colle bénéficiant d'un Avis Technique assorti d'une certification de produit :

Matériaux	Normes de référence	Coefficient global N	
		Charge-ment centré	Charge-ment excentré
Blocs de béton cellulaire autoclavé bénéficiant de la marque de conformité NF	NF P 14-306	5	6,5

NOTE

Si ces valeurs peuvent paraître élevées, c'est qu'en fait N est égal au produit de deux coefficients partiels :

- le coefficient de sécurité proprement dit qui tient compte de la dispersion des résistances du matériau, de l'exécution, de l'accroissement accidentel des surcharges, etc., et qui est de l'ordre de 3 ;
- le rapport entre la résistance à l'écrasement d'un élément du matériau utilisé et la résistance d'un élément de paroi complet (en général de hauteur d'étage) exécuté avec ces mêmes matériaux ; ce rapport dépend des matériaux employés, de la hauteur libre de la paroi et du mode de chargement (centré ou excentré).

Le chargement centré correspond au cas des murs de refend intérieurs et à certains murs de façade comportant des porte-à-faux (balcons, etc.) ; le chargement excentré correspond au cas des murs de façade autres que ceux visés précédemment.

4.5.3 Maçonnerie de remplissage et maçonneries faiblement chargées

Dans le cas de maçonneries faiblement chargées, une seule des parois est, du point de vue du calcul, considérée comme transmettant les charges. L'élançement est limité à 30.

NOTE

Lorsque les deux parois ont des épaisseurs différentes, la plus épaisse est normalement celle qui est considérée comme porteuse.

Lorsque les épaisseurs sont identiques et lorsque les deux parois sont à base de matériaux différents, celle qui est constituée par le matériau le moins déformable est normalement considérée comme porteuse.

Les murs représentés sur la figure 56 conviennent pour les maçonneries faiblement chargées, par exemple avec des épaisseurs de paroi comprises entre 10 cm et 15 cm.

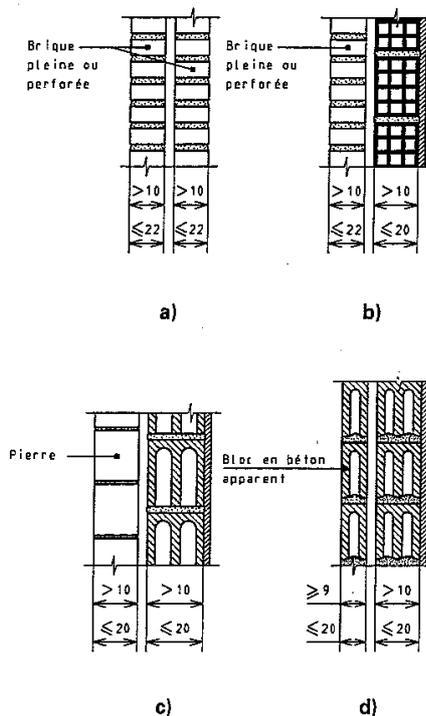


Figure 56 : Exemple de murs doubles visés par le présent document

(L'isolant rapporté côté intérieur ou inséré entre les parois n'est pas représenté. Voir à ce sujet les figures 29, 30, 31)

NOUVELLE ANNEXE

Annexe B

Murs simples en maçonnerie apparente de bâtiments autres que courants (voir 1.2 du CCT et 4.4 du Guide de choix)

Pour ces types de murs, les conditions et limites d'emploi sont les suivantes :

1) Les situations de la construction admises sont les situations a, b, c, et d de 3.2.1 de la norme XP P 10-202-3 (Référence DTU 20.1) (sauf front de mer).

2) Les parois ont une partie supérieure qui se situe au maximum à 12 m au-dessus du sol .

3) Les épaisseurs minimales admises des parois sont les suivantes :

- murs en blocs en béton destinés à rester apparents : 19 cm ;
- murs en blocs perforés de terre cuite destinés à rester apparents : 20 cm ;
- murs en briques pleines ou perforées destinés à rester apparents : 22 cm ;
- murs en blocs de béton cellulaire autoclavé, pose collée : 20 cm ;
- murs en pierre (moellons bruts, moellons taillés pierre de taille) : les épaisseurs sont fixées en fonction du coefficient C de capillarité du matériau employé suivant le diagramme ci-contre.

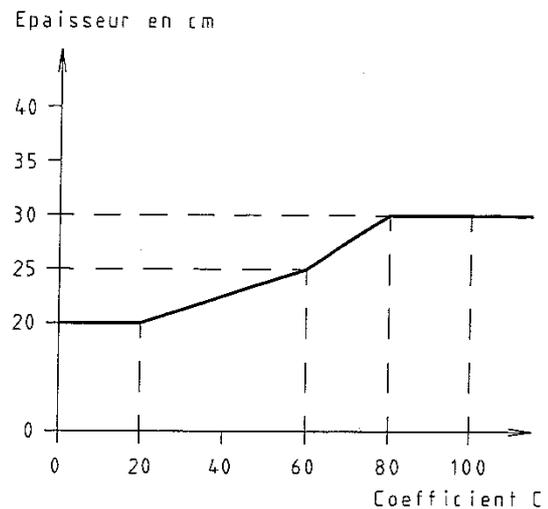


Figure B.1 : Épaisseur minimale de la paroi en fonction du coefficient C de capillarité du matériau

4) En fonction de l'appréciation du risque d'humidification en face intérieure du mur (exposition, hauteur du bâtiment), des dispositions d'arrêt en pied de mur sont à prévoir (voir figures B.2 a), b), c)). L'éventualité d'humidité en pied de mur exclut les revêtements de sol sensibles à l'humidité (sol plastiques, parquet, etc.).

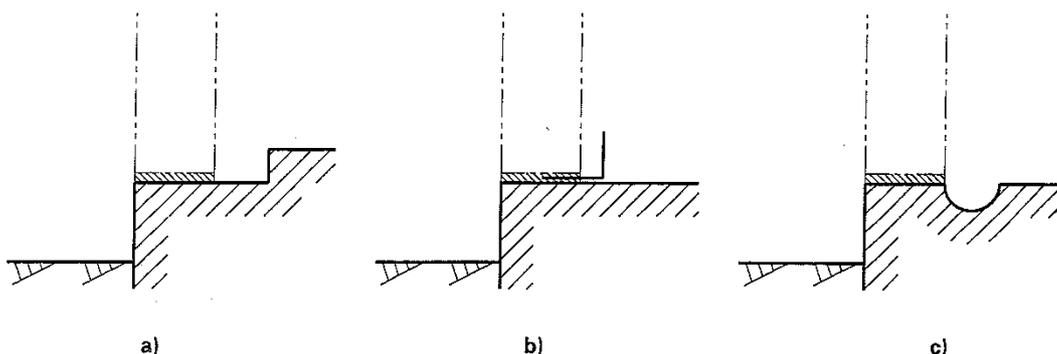


Figure B.2 : Dispositions particulières en pied de mur

norme française

NF P 94-500

Juin 2000

Indice de classement : P 94-500

ICS : 93.020

Missions géotechniques

Classification et spécifications

E : Geotechnical missions — Classification and specifications
 D : Geotechnische Aufträge — Klassifizierung und Spezifikationen

Norme française homologuée

par décision du Directeur Général d'AFNOR le 5 mai 2000 pour prendre effet le 5 juin 2000.

Correspondance

À la date de publication du présent document, il n'existe pas de travaux européens ou internationaux traitant du même sujet.

Analyse

Le présent document définit les différentes missions susceptibles d'être réalisées par les géotechniciens à la demande d'un maître d'ouvrage ou d'un constructeur. Il donne une classification de ces missions. Il précise le contenu et définit les limites des six missions géotechniques types : réalisation des sondages et essais, étude de faisabilité géotechnique, étude de projet géotechnique, étude géotechnique d'exécution, suivi géotechnique d'exécution, diagnostic géotechnique avec ou sans sinistre, ainsi que l'enchaînement recommandé des missions au cours de la conception, de la réalisation et de la vie d'un ouvrage ou d'un aménagement de terrain.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : géotechnique, ouvrage, classification, soudage, sol, essai, mesurage, mise en œuvre, gestion de projet, diagnostic, contrôle de qualité, relation client-fournisseur.

Modifications

Corrections

Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris La Défense Cedex
 Tél. : 01 42 91 55 55 — Tél. international : + 33 1 42 91 55 55