

# reprises en sous-œuvre

## deux cas particuliers de remise en état d'immeubles menaçant ruine

par  
J. Hurtado

Les sinistres dus à la conception ou à l'exécution des fondations et des soutènements sont à l'origine de près d'un tiers des sommes payées par les compagnies d'assurance de la construction.

Une partie importante de ces dépenses pourrait être évitée par une intervention adéquate rapide dès les premières manifestations de désordres. Les phénomènes de déformation des sols sont souvent lents et l'attente de décisions judiciaires définitives est parfois un facteur important de la dégradation différée des constructions.

Dans les deux cas que nous allons examiner, la présence d'experts (M. Giroud à Grenoble et M. Mascarelli à Menton), très instruits de ces problèmes, a permis de procéder dans des délais raisonnables à des travaux confortatifs sans lesquels les immeubles concernés auraient probablement dû être abandonnés.

### 1 Gai logis. Grenoble

#### 1.1 Généralités

L'immeuble Gai Logis comporte deux ailes séparées par un joint. L'une a son entrée sur la rue Jules Vallés, l'autre sur la rue de la Blanchisserie, à Grenoble (fig. 1).

C'est un bâtiment de 10 niveaux en béton armé datant de 1957. Il est fondé sur pieux de type battu-pilonné.

La traversée de l'avenue de Valmy par un collecteur d'eaux pluviales a nécessité l'exécution d'un puits au voisinage des fondations de l'immeuble (fig. 2). La conception de ce puits et la conduite des travaux ont créé un affaiblissement des fondations tel que d'importants tassements ont eu lieu, mettant en danger la stabilité de la structure. Une reprise en sous-œuvre par pieux de type béton-foncé a permis de stabiliser l'immeuble.

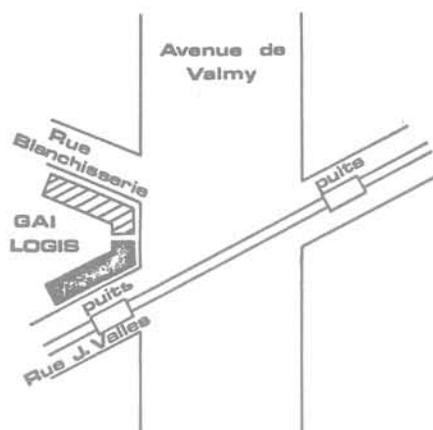


Fig. 1 Plan de situation du Gai Logis

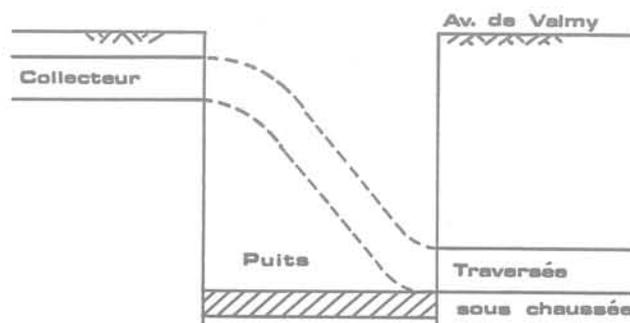


Fig. 2 Puits voisin de l'immeuble - coupe

## 1.2 Repères

La première tâche d'un expert en fondations, dès que les premiers symptômes de désordres apparaissent dans une structure, est de faire mettre en place immédiatement des repères qui permettront de suivre les déplacements en fonction du temps de plusieurs points judicieusement choisis de cette structure. En général, 10 à 50 points sont nécessaires, et suffisants dans la plupart des cas. Ces repères sont des pièces métalliques (plaquette, rond à béton, spit) scellées dans la structure. On prend la précaution de faire relever des points à intervalles de temps déterminés par deux géomètres travaillant indépendamment l'un de l'autre. Les témoins en plâtre ne sont d'aucune utilité. Il convient toutefois d'en faire poser quelques-uns pour respecter l'usage. Si on veut suivre utilement l'évolution d'une fissure importante, on scelle deux pièces métalliques d'un côté, une pièce de l'autre, et on mesure les distances entre elles au pied à coulisse.

La verticalité se mesure au fil à plomb, et en cas de variation de verticalité, on repère en plan la direction de cette variation.

Le Gai Logis a été muni de repères dès les premiers désordres, ce qui a permis de définir avec précision le basculement de l'aile Jules Vallès résultant du tassement des pieux voisins du puits du collecteur.

Les repères les plus faciles à relever étaient placés au niveau du dernier étage, de part et d'autre du joint séparant les deux ailes du bâtiment : la lecture immédiate au pied à coulisse de l'écartement de deux pièces métalliques scellées a permis de contrôler le comportement de l'immeuble pendant les travaux de reprise en sous-œuvre (fig. 3).

Ces relevés étaient ensuite périodiquement confrontés aux mesures d'altitude de repères solidaires du bâtiment au niveau des rues.

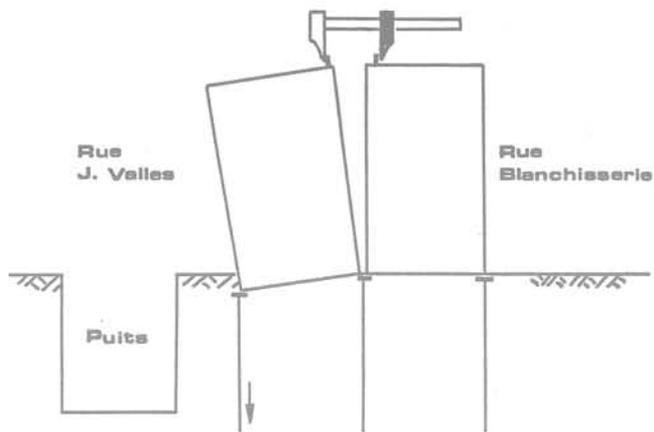


Fig. 3 Mesure indirecte du tassement : écartement du joint

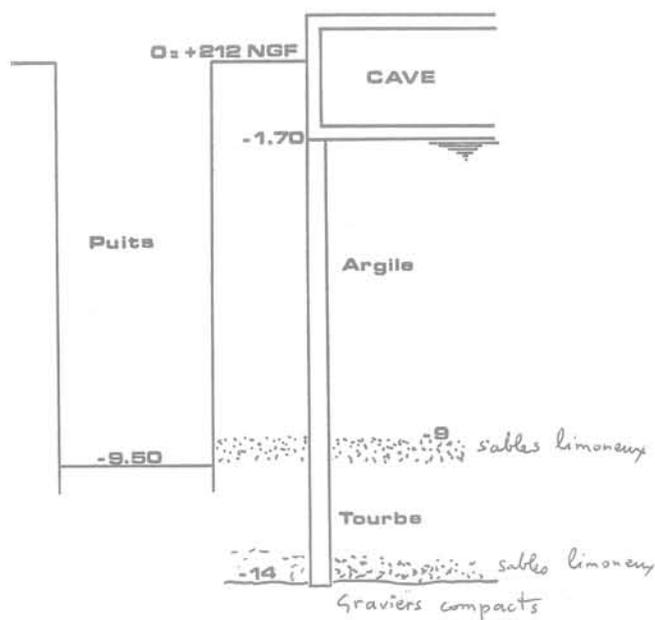


Fig. 4 Fondations de l'immeuble - Puits - Nature du sol

## 1.3 Les fondations du Gai Logis

Comme il arrive souvent, même pour des bâtiments relativement peu anciens, les renseignements dont on disposait sur les fondations du Gai Logis lorsque les premiers désordres se sont manifestés étaient très incomplets. Les attachements relatifs à l'exécution des pieux montrent que l'immeuble est fondé sur 86 pieux battu-pilonné de 13,40 m de profondeur moyenne, sans indication de la cote de la plate-forme de travail.

Des reconnaissances du sol datant de la construction de l'immeuble, seule une coupe de sondage de 0 à 14,50 m de profondeur a été retrouvée. Il a donc fallu réaliser plusieurs sondages, qui ont été utilisés pour déterminer la longueur des pieux par micro-sismique transparence (M.S.T.), puis équipés en piézomètres.

Les résultats de ces investigations sont les suivants (fig. 4) :

- sous une couche d'argile avec passages sableux de 8 m d'épaisseur, on trouve une couche de sables limoneux (avec une couche de tourbe intercalée), reposant à 14 m de profondeur sur des graviers compacts de forte épaisseur;
- le niveau statique de la nappe est variable et en moyenne à 1,70 m de profondeur, c'est-à-dire au niveau du sol des caves;
- les pieux sont faiblement ancrés dans les graviers.

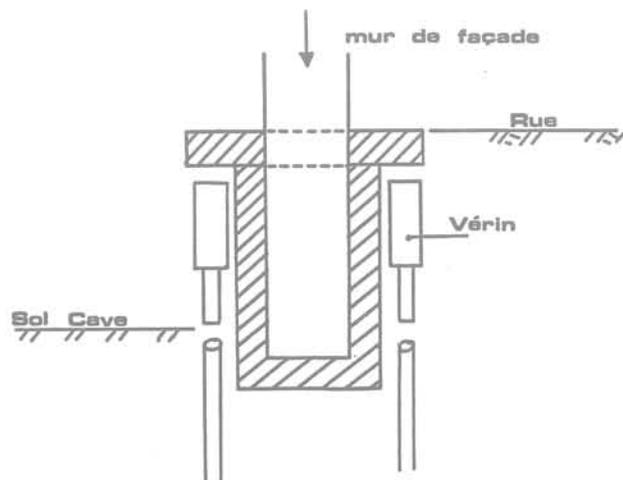


Fig. 5 Principe de reprise en sous-œuvre

## 1.4 Les désordres

L'exécution du collecteur d'eaux pluviales de Ville-neuve à l'Isère a nécessité la réalisation d'un puits de 9,50 m de profondeur, rue Jules Vallès, devant le Gai Logis. Plusieurs incidents se sont produits pendant le forage du puits. Il y a eu entraînement de sable limoneux au voisinage de la pointe des pieux, de sorte que les pieux voisins du puits se sont enfoncés pour deux raisons concourantes : le terme de pointe a diminué et le frottement latéral s'est inversé, devenant négatif.

La structure en béton armé de l'immeuble, très rigide et bien contreventée, a très peu souffert du tassement des pieux qui a été de 3 à 4 cm.

Cependant, l'aile de l'immeuble donnant sur la rue de la Blanchisserie restant immobile et l'autre pivotant, le joint entre les deux ailes s'est ouvert, l'ouverture étant quasi nulle au niveau de la rue et atteignant 9 cm au niveau de la toiture.

Les canalisations passant d'une aile dans l'autre se sont trouvées tendues et ont subi de nombreuses ruptures.

## 1.5 Réparations

### Principe

Le renforcement des fondations au voisinage du puits a été obtenu par 18 pieux de 25 cm de diamètre du type béton foncé. Le dimensionnement de ces pieux de reprise en sous-cœuvre a été fait à partir des descentes de charge, la charge de fonçage ne pouvant dépasser que très peu les charges permanentes du bâtiment sous peine de soumettre la structure à des efforts excessifs.

La présence de la nappe au niveau du sol de cave ne permettait pas de réaliser le fonçage sous le mur de façade. Il a donc fallu passer sous ce mur des étriers de façon à reporter l'appui des nouveaux pieux à une hauteur suffisante au-dessus de la nappe pour permettre la mise en place du vérin de fonçage (fig. 5).

Les pieux ont été foncés simultanément de part et d'autre du mur et la force de fonçage limitée à 6 mn par pieu, la charge des poteaux correspondant à chaque couple de pieux étant estimée à 12 mn.

### Mise en œuvre

Neuf fouilles ont été ouvertes devant les neuf poteaux à reprendre en sous-cœuvre (fig. 6), puis le mur de façade a été percé (fig. 7) pour le passage des poutres en double console formant la partie supérieure des étriers.

Des armatures ont ensuite été placées en suspentes, avec recouvrement sous le mur, et reliées aux armatures des poutres en double console (fig. 8).

Après le bétonnage des étriers (fig. 9) les vérins de fonçage ont été mis en place et les pieux foncés par éléments de 0,80 m de longueur (fig. 10). Après fonçage, les têtes de pieux ont été bloquées sur la structure (fig. 11).

L'augmentation régulière de la forme de fonçage avec la profondeur a montré que le frottement latéral était relativement uniforme. Il était en moyenne de 23 kPa.

Lorsque les pieux atteignaient les graviers, il fallait donc 2 mn environ pour vaincre le frottement latéral. Il restait donc une force de 4 mn sur la pointe et les pieux n'ont que très peu pénétré dans les graviers.



Fig. 6 Fouille pour exécution des étriers



Fig. 7 Percement du voile pour exécution des étriers



Fig. 8 Armatures des étriers

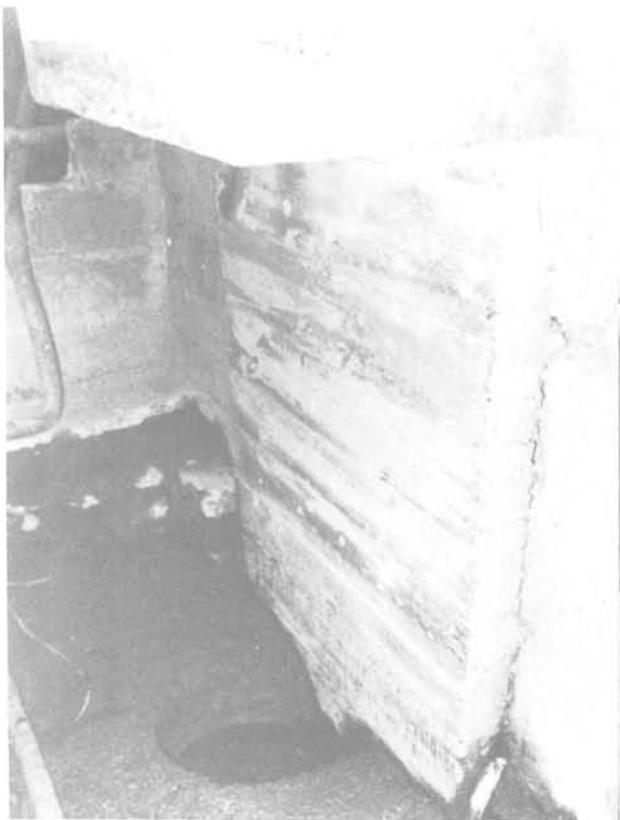


Fig. 9 Etrier bétonné



Fig. 11 Calage et fin de fonçage

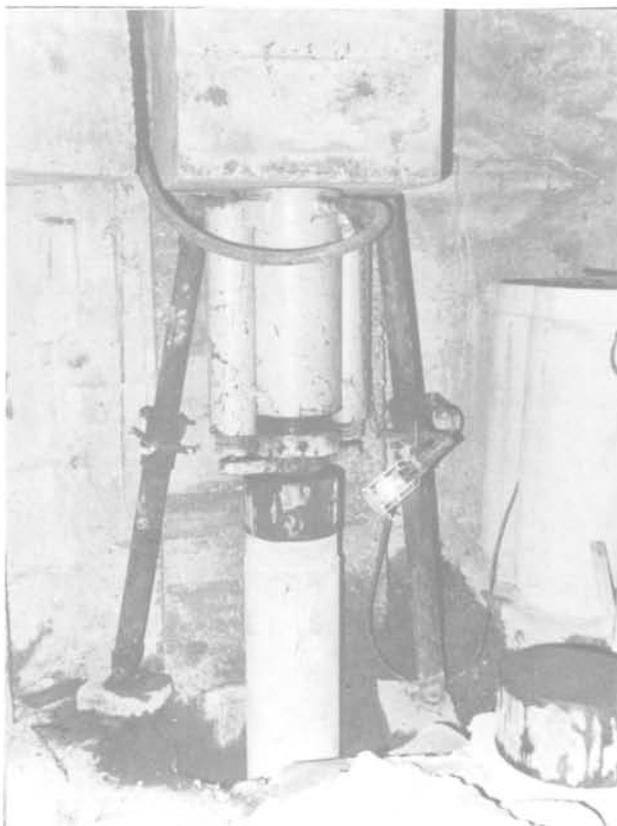


Fig. 10 Pieu foncé et vérin de fonçage

Dans la dernière phase de fonçage de chaque couple de pieux, lorsque la force totale approchait  $2 \times 6$  mn, un repère tracé sur le poteau repris en sous-œuvre était suivi en permanence au niveau optique de façon à arrêter le fonçage dès qu'un soulèvement de l'épaisseur du trait de repère (0,2 mm environ) était constaté.

### 1.6 Tassements différés

Les entraînements de sables limoneux ont provoqué un tassement lent des couches argileuses supérieures. Le frottement latéral sur les pieux foncés aura tendance à diminuer et il se produira un report de charge sur la pointe. Il faut donc s'attendre à un tassement différé.

L'ouverture du joint au dernier niveau du bâtiment, qui, du fait des dimensions de l'immeuble, est environ trois fois plus grande que le tassement des pieux de façade, permet de faire des prévisions sur les tassements futurs.

La figure 12 montre l'évolution des tassements depuis les premiers désordres.

La figure 13 montre l'évolution des tassements depuis la fin du fonçage le 30.10.78. En prenant le jour un mois avant cette date pour origine des temps  $t$ , et le mois comme unité de temps, l'ouverture du joint  $x$  peut être estimée à :

$$x = 7,3 \log t.$$

Ce qui veut dire que dans les dix prochaines années, l'ouverture du joint sera de l'ordre de 6 mm. Les canalisations traversant le joint ont donc été munies de lyres de dilatation.

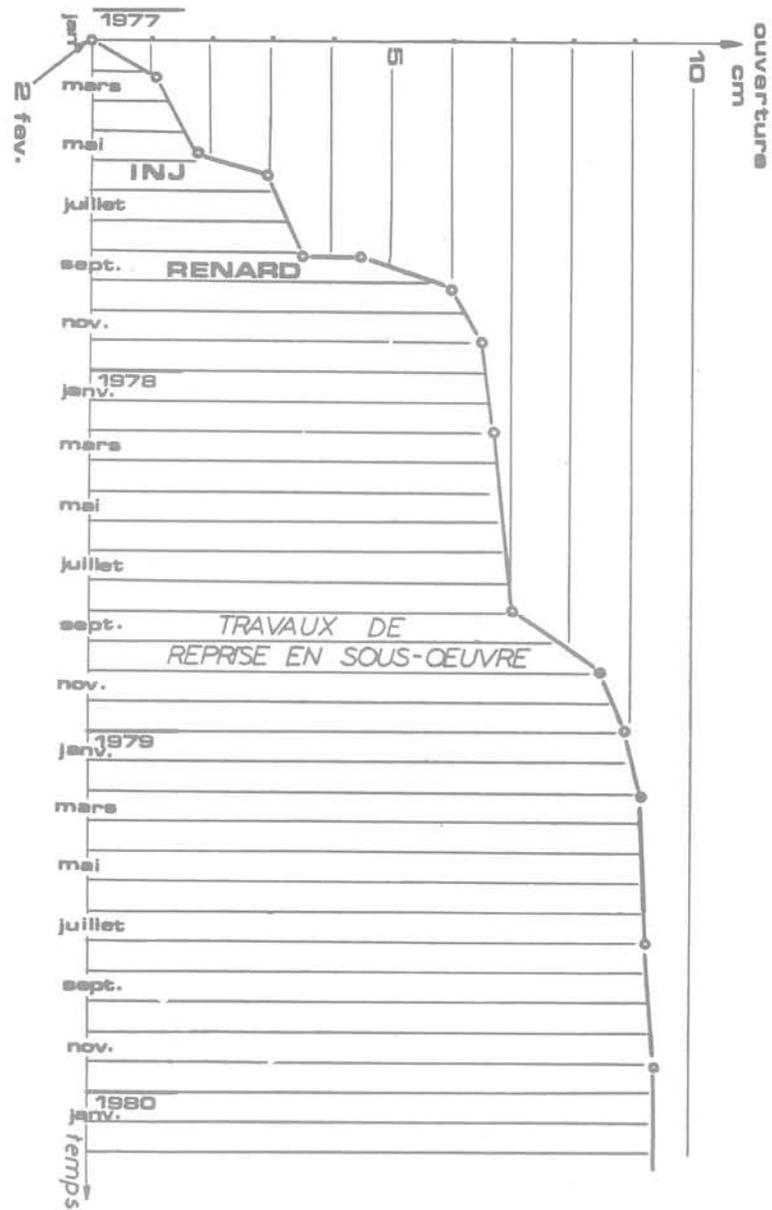


Fig. 12 Ouverture du joint à partir du 1er incident

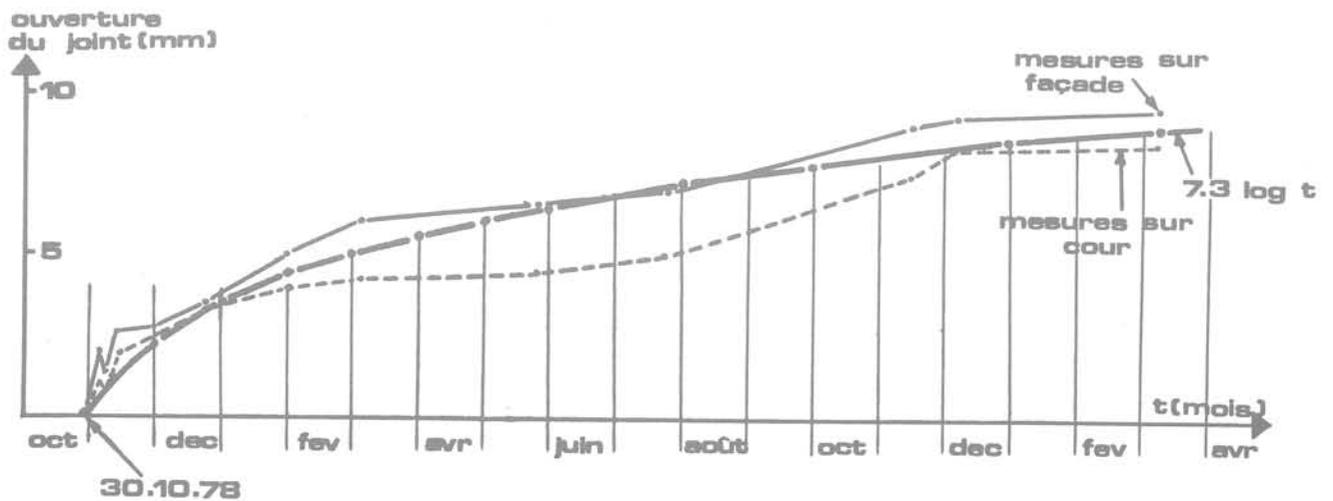


Fig. 13 Ouverture du joint après la fin des travaux

## 2 Sacromonte. Menton

### 2.1 Généralités

L'immeuble « Le Sacromonte » a été construit à flanc de colline à l'abri d'un mur de soutènement ancré par des tirants. Ce mur de soutènement de 60 m de long et 20 m de haut devait protéger, en même temps que le Sacromonte, un autre immeuble, l'Escurial, de dimensions et de structure très proches de celles du Sacromonte.

Le mur de soutènement et les immeubles étaient séparés par un espace de 0,70 m.

En février 1977, à la suite de fortes pluies, le mur de soutènement a cédé. Dans un premier temps le mur est venu s'appuyer sur les immeubles après s'être déplacé de 0,70 m. La figure 14 montre le mur de soutènement au contact des immeubles, l'Escurial au premier plan et le Sacromonte au fond. La poussée des terres était alors en majeure partie supportée par le contreventement des immeubles.

Une vingtaine d'heures plus tard l'Escurial s'effondrait. La figure 15 montre le Sacromonte à côté des décombres de l'Escurial.

Sur la figure 16 on observe la fissure du mur de soutènement en retour : le niveau des terres ébouloées atteint le niveau de la toiture.

Un nouveau mur de soutènement a été exécuté à l'arrière du premier, ce qui a permis de rendre l'immeuble à sa destination.

### 2.2 Repères

Après l'effondrement de l'Escurial et le déplacement de 0,70 m du mur de soutènement à l'arrière du Sacromonte, les terres d'amont ont continué à se déplacer vers l'aval. Un quadrillage de points de repère a été disposé à l'amont du mur rompu sur une surface de 100 m × 100 m environ.

La vitesse mesurée à proximité de la lèvres supérieure du glissement était d'un centimètre par mois au début des travaux et nous avons estimé qu'elle permettait d'exécuter le nouvel ouvrage sans danger excessif. Toutefois, deux avertisseurs sonores ont été mis en place pour pouvoir évacuer le personnel de chantier si des signes de glissement se manifestaient.

Ces avertisseurs étaient commandés par des contacteurs électriques solidaires d'une part de la structure du Sacromonte, et d'autre part des terres d'amont.

### 2.3 Structure de l'immeuble et du soutènement effondré

— La structure du Sacromonte est en béton armé. Les éléments porteurs sont des voiles en béton armé perpendiculaires au soutènement. Leur épaisseur totale est  $7 \times 15 + 25 = 140$  cm. C'est cette disposition des voiles qui a permis à l'immeuble de résister à la poussée des terres. Ces voiles ont joué le rôle de contreforts.

Si on estime que le prisme de terres ébouloées se comporte comme un amas d'enrochements caractérisé par un angle de frottement interne de  $35^\circ$ , la poussée totale sur 15 m de hauteur et 28 m de longueur est de l'ordre de 1 700 tonnes.

Les contreforts ayant une longueur moyenne de 8 m, la contrainte de cisaillement dans le béton est de l'ordre



Fig. 14 Le Sacromonte et, au premier plan, l'Escurial quelques heures avant l'effondrement



Fig. 15 Le Sacromonte et l'Escurial effondré

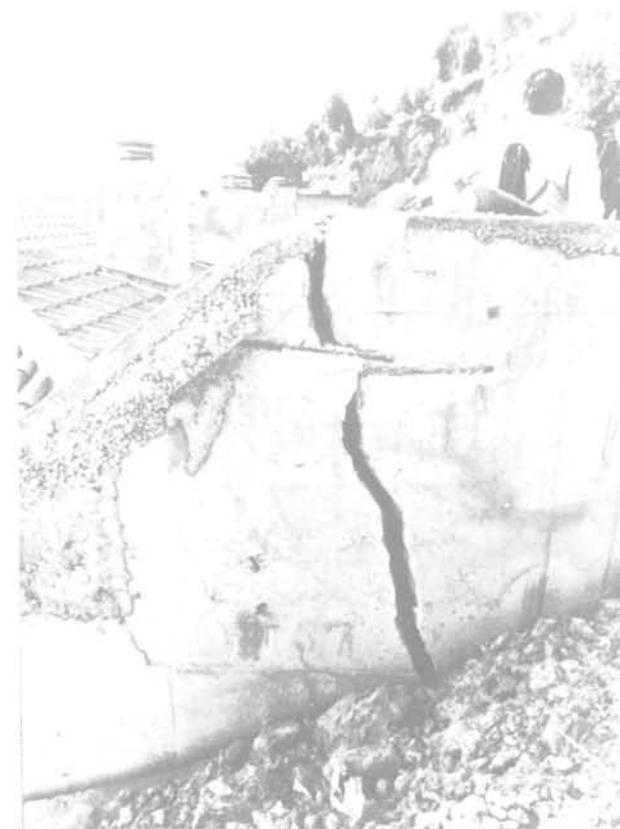


Fig. 16 Le mur de soutènement en retour après l'accident

de 1,5 MPa. La plupart des voiles étaient fissurées à 45°. Nous avons estimé à 1,5 le coefficient de sécurité à la rupture de ce soutènement improvisé.

— Les fondations de l'immeuble sont des semelles sur le grès de Menton et pouvaient facilement supporter les surcharges dues à la fonction soutènement de l'immeuble.

— Le soutènement effondré était un mur en béton armé ancré par des tirants dont la tension admissible totale au droit de l'immeuble était 440 tonnes.

## 2.5 Le nouvel ouvrage de soutènement

Le calcul du nouvel ouvrage de soutènement n'offre pas d'intérêt particulier et nous avons sommairement indiqué ci-dessus comment les poussées avaient été évaluées. L'important était de concevoir un ouvrage réalisable, c'est-à-dire pouvant être exécuté sans mettre en danger l'immeuble lui-même.



Fig. 17 Grès de Menton fissuré et feuillets limoneux

En se reportant à la figure 18, on remarquera que l'ouvrage comporte deux parties distinctes.

La partie supérieure nécessite un terrassement (A) sans aucune protection. Le terrassement a été limité pour ne pas mettre en mouvement la partie supérieure de la colline. Un réseau de poutres croisées ancrées par des tirants (B) a été réalisé sur le talus à partir d'échafaudages (fig. 19).

La partie inférieure comporte une série de puits creusés à la main (C) à partir de la plate-forme de travail (A). Le terrassement entre les puits et l'immeuble, et l'exécution des tirants (D) a été réalisé en trois phases de façons à ne jamais découvrir les puits sur plus de 5 m de hauteur sans tirants.

On peut voir sur la figure 20 les puits partiellement dégagés.

Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- hauteur maximale : 29,50 m;
- largeur : 30 m;
- moments de flexion dans les poutres de la structure : 20 à 60 tm.
- Tirants : 31 tirants de 100 t de 18 à 28 m de longueur, la mise en tension définitive n'a été faite qu'à 50 à 80 % de la tension admissible de façon à ce que d'éventuels désordres dans la structure en béton armé ne soient pas immédiatement suivis de la rupture des tirants.

Les travaux ont duré 18 mois. De nombreux détails de finition restent encore à terminer mais l'immeuble a pu être à nouveau habité depuis le début de 1981.

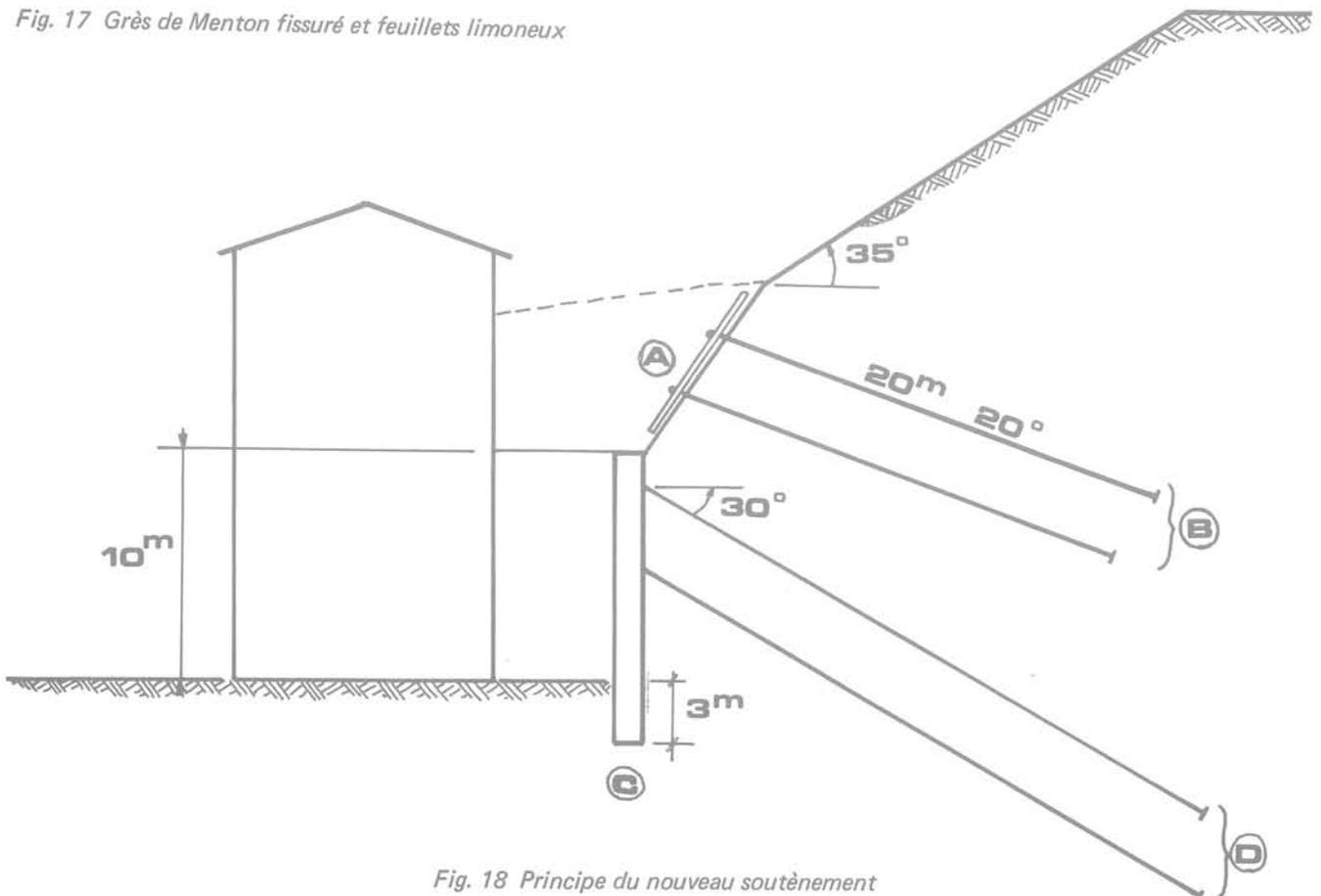


Fig. 18 Principe du nouveau soutènement

Ces tirants ont résisté pendant deux ans : les caractéristiques mécaniques du sol en place sont en effet meilleures que celles du matériau disloqué que nous avons considéré pour évaluer les poussées sur l'immeuble après effondrement du soutènement.

Le calcul du nouvel ouvrage de soutènement a été fait en considérant que 440 tonnes était la poussée maximale du sol en place sur le soutènement effondré. Outre la correction de hauteur (le nouvel ouvrage étant quelques mètres à l'arrière du premier il est nécessairement plus haut du fait de la pente de la colline), un coefficient de sécurité de 2 a été appliqué aux charges de rupture ainsi calculées.

#### 2.4 Nature du sol

Le sol à soutenir est le grès de Menton. C'est une succession de bancs de grès pouvant atteindre quelques dizaines de centimètres d'épaisseur, alternant avec des couches de limons argileux de quelques centimètres d'épaisseur qui offrent peu de résistance au cisaillement. La poussée d'un tel massif dépend de l'orientation du pendage des bancs de grès par rapport au parement de l'ouvrage de soutènement.

En amont du Sacromonte le pendage est assez favorable. La trace d'un plan limite de couche sur le parement du soutènement est inclinée à  $45^\circ$ . La trace de ce plan sur un plan vertical perpendiculaire au parement est également inclinée à  $45^\circ$  dans le sens le plus favorable, c'est-à-dire en descendant lorsqu'on s'éloigne du parement (voir figure 17 : banc de grès et feuillet de limons).

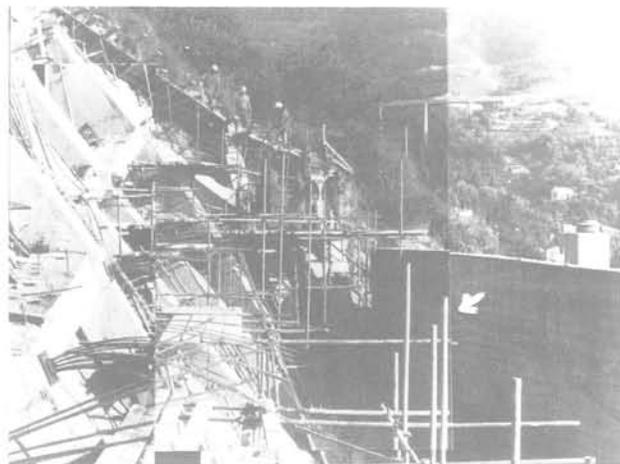


Fig. 19 Partie supérieure du soutènement

Les circulations d'eau dans ce type de massif sont particulièrement nocives. Elles facilitent le glissement de blocs de grès sur les limons et créent des pressions dans les fissures du grès. Plusieurs chutes de blocs importants ont eu lieu pendant les terrassements.

Le fait particulièrement aggravant dans le cas qui nous intéresse est que la ligne de thalweg passe entre le Sacromonte et l'Escorial.

Le mur de soutènement effondré était drainé. Le nouvel ouvrage comporte en pied une batterie de 14 drains subhorizontaux dont deux fournissent un débit visible en permanence.



Fig. 20 Ouvrage de soutènement avant finition