

évident que le tir des mines exige l'absence de grisou au moment de l'explosion. Les explosifs doivent être suffisamment forts et, sous ce rapport, il est à craindre que des explosions incomplètes ne se produisent avec certains explosifs S. G. P. C. qui ont un pouvoir détonant insuffisant.

Les expériences faites à l'Institut des Mines de Frameries prouvent que l'on peut utiliser sans danger les cartouches gainées d'explosifs S. G. P. Toutefois, l'expérience faite à Marcinelle-Nord a montré qu'il est possible d'obtenir des explosifs S. G. P. C. qui ne donnent guère lieu aux inconvénients signalés ci-dessus et qui, dans la Couche Cinq Paumes, permettent d'obtenir un ébranlement suffisant.

Un point sur lequel je crois devoir attirer spécialement l'attention des personnes qui seraient tentées d'utiliser le minage en série, c'est le choix judicieux des détonateurs et la vérification très sévère de leur résistance. Si l'on ne prend pas des précautions minutieuses, on est certain d'avoir des ratés, ce qui constitue une cause grave de danger.

En résumé, j'estime que la méthode des tirs d'ébranlement doit être généralisée en Belgique; mais qu'il convient d'être très prudent et très méticuleux dans son emploi, car il faudra former un personnel spécial recruté avec un soin tout particulier.

NOTES DIVERSES

COMMENT CONSTRUIRE

DANS LES

Régions soumises aux affaissements miniers

par R. HAUTIER

Ingénieur des constructions civiles A. I. G.
Ingénieur Conseil.

AVANT-PROPOS

Une notable partie de la surface de notre pays recouvre d'importants gisements de houille. Aux anciennes exploitations des bassins du Borinage, du Centre, de Charleroi et de Liège s'ajouteront bientôt celles du Sud du Hainaut et de la Campine. Jusqu'à des profondeurs croissant de jour en jour, le sol est parcouru en tout sens par un réseau serré de galeries et bouleversé de fond en comble pour en extraire le précieux combustible. Ce bouleversement du sol ne va pas sans amener de sérieuses dénivellations à la surface et celles-ci provoquent d'importants dégâts aux constructions et parfois même leur ruine complète.

Peu de choses ont été faites jusqu'ici pour parer à cet inconvénient d'autant plus grave qu'il se produit dans des endroits où l'extraction de combustible a attiré de nombreuses industries et une population très dense. Nombreux sont les bâtiments qui, élevés suivant les règles ordinaires de la construction sur le sol mouvant des régions charbonnières, se fissurent, se sectionnent en tronçons et sont même, dans certaines circonstances, voués à une ruine rapide. Nous avons poursuivi depuis quelques années, dans

les constructions d'un des bassins houillers de notre pays — le Borinage — des observations systématiques sur les détériorations dues aux affaissements miniers. Nous avons tâché d'en déduire les règles à suivre pour éviter dans les immeubles à édifier, ces dégâts onéreux pour les charbonnages, qui, cause du mal, doivent en toute équité être astreints à les réparer. Il serait sans doute difficile de réunir des chiffres pour se faire une idée de la charge annuelle qu'impose la réparation des dégâts à la surface, mais il nous est revenu que mainte exploitation charbonnière y laissait une large part de ses bénéfices.

Il est entendu que dans la présente étude nous ne nous occuperons pas des moyens employés par les techniciens des mines pour éviter ou du moins limiter les affaissements. Nous chercherons simplement quelles sont les règles à adopter dans la construction des immeubles pour que ceux-ci puissent supporter sans dommage les mouvements du sol.



CHAPITRE PREMIER

Données expérimentales et leurs conséquences.

Depuis qu'en 1858 l'Ingénieur liégeois Gonot érigea en théorie les observations faites par Toilliez en 1838 au Charbonnage de Houssu et celles qu'il avait faites lui-même, de nombreux mémoires ont été publiés à ce sujet. Il n'entre pas dans le cadre de cette étude de discuter la valeur des différentes théories qui ont été émises, nous plaçant à un point de vue tout différent de celui de leurs auteurs qui, Ingénieurs des Mines, cherchaient surtout à connaître les relations de grandeur existant entre la couche déhouillée et l'affaissement qu'elle produit. Il n'est d'ailleurs pas aisé d'enserrer dans les règles rigides d'une théorie, un phénomène dépendant de conditions aussi variables et aussi multiples. Tant de circonstances interviennent qu'il semble complètement impossible de prévoir avec quelque précision l'étendue de la surface du sol qui sera influencée par le déhouillement d'une couche pas plus que la grandeur de la descente verticale.

Nous nous bornerons donc à indiquer quelques observations faites à la surface, observations heureusement suffisantes pour nous permettre de déceler quels sont les efforts anormaux agissant sur les constructions érigées sur terrain soumis à affaissement.

Observations d'affaissements à la surface. — Des nivellements de voies de communication et particulièrement de voies de chemin de

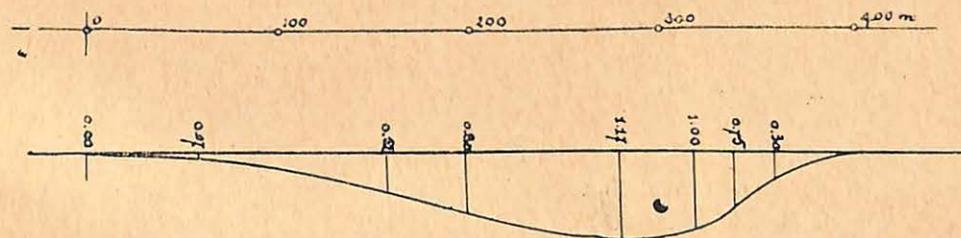


FIG. 1.

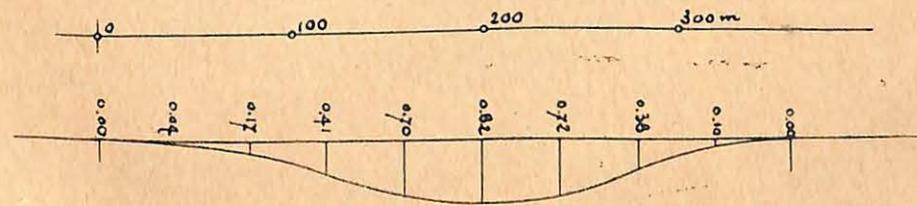


FIG. 2.

fer ont montré qu'un terrain primitivement plan présente, en général, après affaissement, une forme en cuvette, que vers le centre de cette cuvette se trouve l'affaissement maximum et que la hauteur d'affaissement décroît d'une façon continue vers les extrémités pour, finalement, être nulle. Les dimensions en surface et en profondeur de ces cuvettes sont évidemment variables suivant les circonstances de l'exploitation souterraine : puissance, profondeur, surface et inclinaison de la couche exploitée, nature des terrains composant le toit et des morts-terrains, etc. Les figures 1 et 2 donnent deux exemples d'affaissements de ce genre.

Cette forme, qui est la plus fréquente, se rencontre lorsque le terrain houiller est recouvert d'une épaisseur suffisante de morts-terrains. Lorsque ceux-ci font défaut et que le carbonifère affleure, la coupe transversale de l'affaissement prend plutôt une forme polygonale (figure 3).

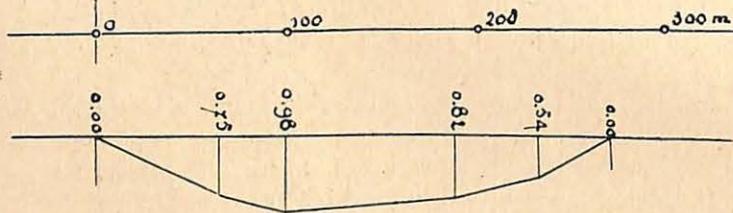


FIG. 3.

Une seconde couche vient-elle à être exploitée sous la première les mêmes phénomènes se reproduiront, mais la rapidité de propagation du mouvement de descente qui lui est dû sera accrue, les terrains supérieurs ayant déjà été disloqués par la première exploitation. Ce second affaissement se superposera donc au premier. Il pourra de même en venir un troisième, un quatrième plus tard. On aura alors un affaissement final dans le genre de celui représenté à titre d'exemple à la figure 4 (1).

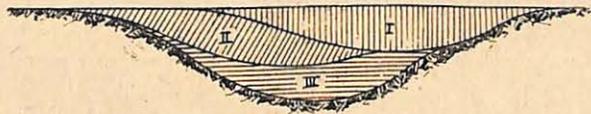


FIG. 4.

(1) D'après A.-H. GOLDREICH *Die Theorie der Bodensenkungen in Kohlengebieten.* — Berlin, Julius Springer, 1913.

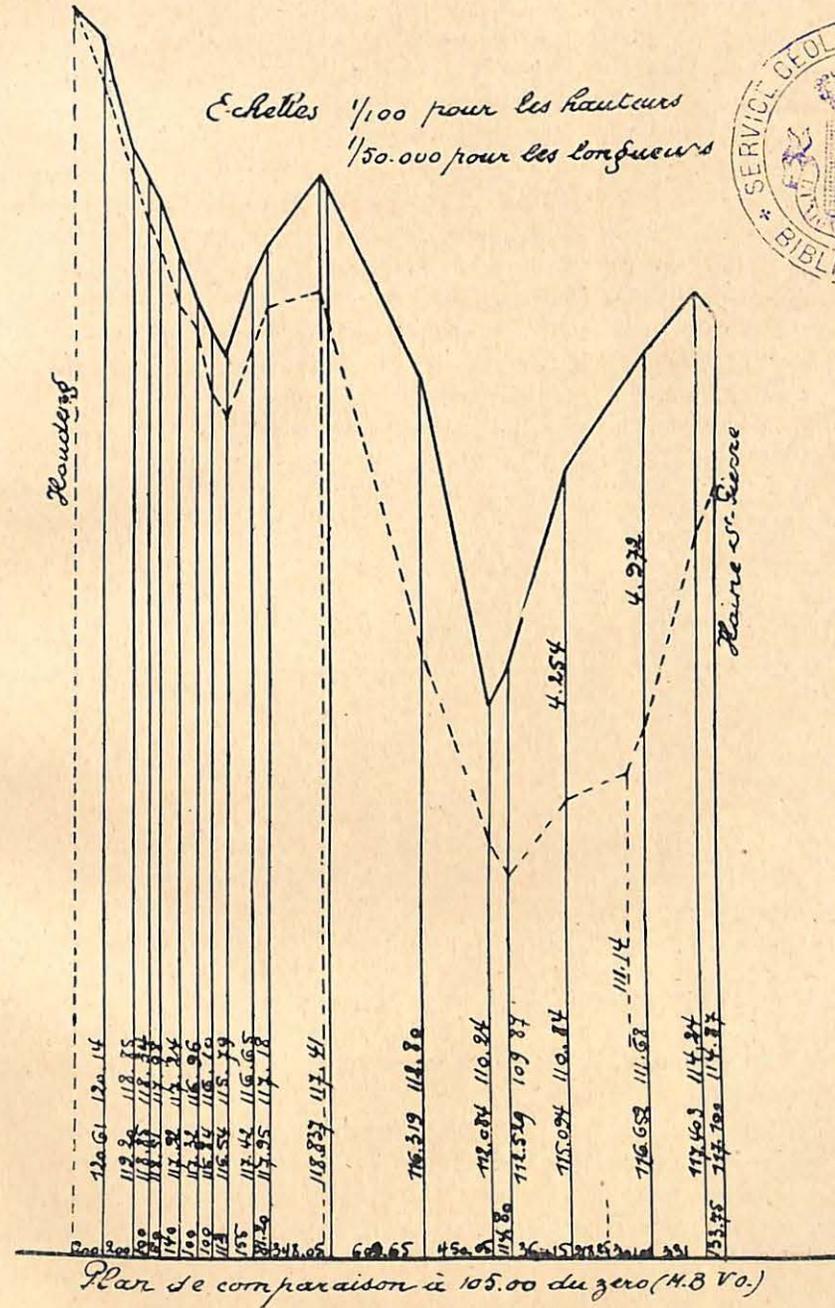
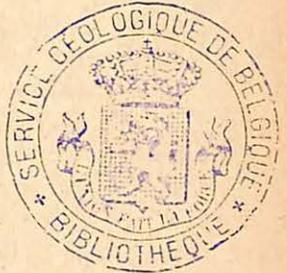


FIG. 5.

Pour donner une idée de l'étendue et de l'amplitude que peuvent atteindre les affaissements miniers nous reproduisons, à la figure 5, le profil en long du tronçon de la ligne de chemin de fer de Bruxelles à Erquelines compris entre les gares de Houdeng et de Haine-Saint-Pierre. Le profil primitif de la ligne est indiqué en traits pleins et celui au début de 1922 en traits pointillés. L'affaissement commence aux environs de la gare de Houdeng et s'étend sur plusieurs kilomètres. Son amplitude maximum est de 4^m,97 aux environs de la gare de formation de Haine-Saint-Pierre. Des mouvements de cette amplitude, affectant de telles étendues de terrain, causent non seulement d'importants dégâts aux constructions, mais amènent un bouleversement complet du régime des eaux et des pentes et des rampes des voies de communication.

Les efforts anormaux dans les constructions. — Considérons (figure 6) (1) un affaissement en forme de cuvette et voyons quelle sera la sollicitation nouvelle des constructions qui y étaient élevées avant sa formation.

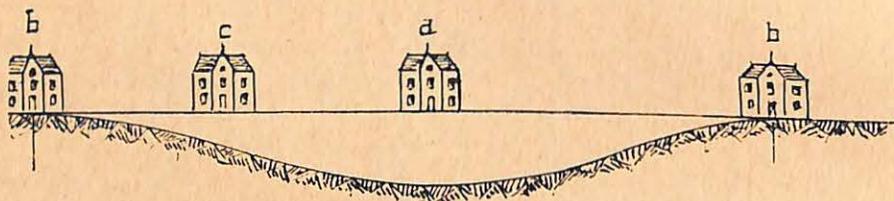


FIG. 6.

Supposons d'abord, ce qui est le cas le plus fréquent, que les dimensions en plan de la cuvette soient notablement plus grandes que celles des bâtiments y édifiés. Un immeuble se trouvant en *a*, centre de l'affaissement aura simplement subi, en quelque sorte, une descente verticale, sans que l'orientation de son plan de fondation ait été changée; aucun effort anormal de quelque importance n'agira sur lui. Aussi, pour peu que l'affaissement n'ait pas été trop brusque, aucun dommage, ou tout au moins aucun dommage sérieux ne sera constaté.

Pour un immeuble situé en *b*, sur le bord de la cuvette, une partie du sol sous les fondations se dérobera et un tronçon de la construction se trouvera en porte-à-faux. Celle-ci sera donc soumise à un moment de flexion positif donnant un effort de compression vers le bas et un effort d'extension vers le haut. Comme, d'ordinaire, les

maçonneries présentent très peu de résistance à l'extension des fissures apparaîtront à la partie supérieure des bâtiments.

Une bâtisse occupant une position *c*, intermédiaire de *a* et *b*, sera soumise à des efforts de même nature que celles situées en *b*, mais de grandeur moindre. Cependant le bâtiment s'inclinera et si l'inclinaison devenait notable — c'est exceptionnel — il pourrait en résulter une aggravation des efforts d'extension à la partie supérieure de l'immeuble.

Donc, en résumé, les bâtiments situés au centre de l'affaissement souffriront peu, ceux se trouvant aux extrémités auront les dégâts les plus importants et ceux de la zone intermédiaire ne subiront qu'un dommage assez faible.

Il faut cependant se garder d'une généralisation hâtive que l'observation ne tarderait pas à démentir. En effet, l'exploitation lente d'une veine donne lieu à un affaissement passant par d'autres stades que celui résultant d'une exploitation rapide. Dans le premier cas l'affaissement total résulte de l'addition d'une série d'affaissements partiels. Il s'en suit qu'un bâtiment se trouvant au centre de l'affaissement définitif s'est certainement trouvé, à un certain moment, à la périphérie d'un affaissement partiel, c'est-à-dire dans la zone affectée des dégâts les plus importants. Il en résulte que si les affaissements suivent de près l'exploitation, tous les immeubles pourront, à un moment donné, se trouver dans la zone de passage de la ligne de fracture. Les dégâts sont modérés, si cette ligne ne stationne pas; très graves, si elle séjourne un temps plus grand que la durée de l'ébranlement du fond à la surface.

Une autre remarque importante c'est que les bâtiments situés au centre de l'affaissement ne restent indemnes qu'à la condition d'avoir des dimensions beaucoup plus petites que celles de la cuvette. Or, on sait que les dimensions en plan de celle-ci varient avec la profondeur et avec l'inclinaison des couches. Il se peut donc que, dans certaines exploitations et pour des immeubles d'assez grande étendue, ceux-ci occupent une notable partie de l'affaissement. Le sol se dérobera alors sous le plan de fondation dans la partie centrale du bâtiment et celui-ci ne repose plus que par ses extrémités (fig. 7). Il sera donc, dans ce cas, soumis à un moment de flexion négatif donnant lieu à des efforts d'extension vers le bas. C'est donc là qu'apparaîtront les fissures.

Nous avons envisagé le cas d'une cuvette d'affaissement ayant une section continue, mais il est clair que les mêmes effets se feront

sentir si la section est polygonale ou a une forme irrégulière résultant de l'exploitation de plusieurs couches superposées.

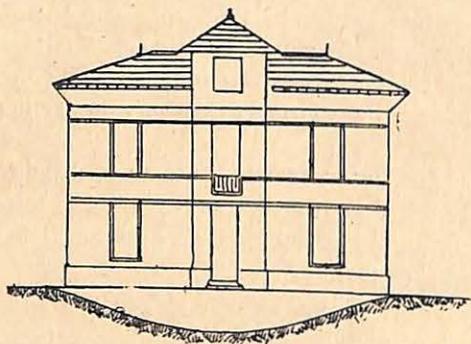


Fig. 7.

Un immeuble peut donc, du fait d'un affaissement minier, être soumis dans son ensemble à un moment de flexion positif ou à un moment négatif (1). Nous allons rechercher quelles peuvent en être les grandeurs maxima. Nous calculerons ces valeurs en supposant que la construction ait une résistance suffisante pour les supporter, car, en général, les efforts se limitent à la valeur nécessaire pour créer une cassure, puis s'attaquent à la partie du bâtiment restée indemne pour en détacher un nouveau tronçon et ainsi de suite. L'immeuble est donc sectionné dans des directions sensiblement parallèles en une série de tronçons qui suivent individuellement les mouvements du sol.

1° Supposons d'abord que l'immeuble se trouve sur le bord de la cuvette (fig. 8). S'il formait un monolithe capable d'une résistance

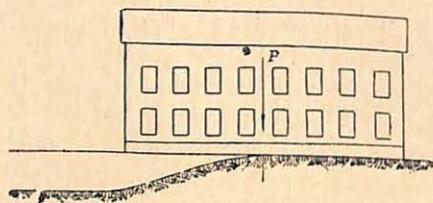


Fig. 8.

(1) Nous donnons le signe + au moment lorsque, pour le tronçon de la pièce fléchie à gauche de la section considérée, il a le sens contraire à celui de la marche des aiguilles d'une montre.

sérieuse à l'extension on peut dire, en faisant abstraction de l'adhérence de la partie droite au sol, qu'il resterait en porte-à-faux jusqu'au moment où le centre de gravité de tout le poids P de la construction se trouverait verticalement au-dessus du bord de l'affaissement, à condition que le terrain présente une résistance indéfinie à la compression. Si à ce moment le sol se dérobaient encore, il y aurait rotation de toute la masse pour chercher un plan d'assise incliné. Si donc nous séparons le massif en deux parties par un plan vertical passant par le centre de gravité, le moment fléchissant maximum se trouvera en prenant le moment du poids d'un des deux tronçons autour de ce plan. Ce moment est facile à calculer dans chaque cas particulier. Appelons le M_1 ;

2° Si le bâtiment se trouvait juste au-dessus d'une cuvette de faibles dimensions, il aurait à subir un moment de flexion négatif qui sera maximum lorsque l'immeuble ne reposera sur le sol que par ses deux arêtes extrêmes. Celui-ci sera donc sollicité comme une pièce posée sur deux appuis et il sera aisé de calculer le moment fléchissant maximum M_2 dans chaque cas spécial.

L'hypothèse que nous venons de faire (sol incompressible) est exagérée et ne se réalise presque jamais en pratique. En effet, le terrain ne présente pas une résistance indéfinie et au fur et à mesure qu'il se dérobera, sous la partie centrale du bâtiment, celui-ci étant supposé présenter une résistance sérieuse aux déformations, les extrémités des fondations auront à supporter une charge unitaire de plus en plus grande et s'enfonceront donc dans le sol lorsque la limite de résistance de celui-ci sera dépassée. La partie suspendue de la construction sera donc l au lieu de L (fig. 9). Il est assez difficile d'indiquer quelle peut être la valeur de l ou du rapport $\frac{l}{L}$. Elle

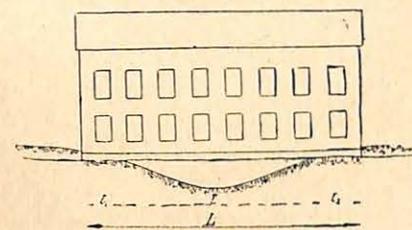


Fig. 9.

dépend de la nature du terrain et des charges que celui-ci doit supporter. Il semble que moins le sol présente de résistance plus l sera faible ; on arrive donc à la conclusion que les terrains compressibles sont plus avantageux au point de vue des efforts que devra supporter l'immeuble que les

terrains plus résistants. Il faut remarquer aussi que la répartition des pressions sur l_1 et l_2 a une influence sur le moment de flexion et qu'en réalité l devrait être mesuré entre les centres de pression des surfaces d'appui l_1 et l_2 .

Le moment de flexion n'atteindra donc jamais la valeur M_2 . Celle-ci devra être affectée d'un coefficient variable avec la nature du terrain. Comme première approximation on pourrait prendre M maximum = $0.8 M_2$ en ayant soin de bien noter que ce coefficient de réduction est entièrement arbitraire et devrait être éventuellement modifié suivant les enseignements de la pratique. Nous croyons toutefois que la valeur 0,8 donne une marche de sécurité suffisante.

La même remarque peut être faite dans le cas d'un immeuble se trouvant sur le bord de la cuvette d'affaissement. Il est clair que le sol ne saurait se dérober jusque sous le centre de gravité de l'édifice sans que celui-ci s'incline à la suite de la forte compression exercée sur le terrain par la partie des fondations qui s'y appuie encore. De ce fait la longueur du porte-à-faux diminue et le moment fléchissant maximum subit une réduction. Avec les mêmes réserves que celles indiquées ci-dessus, nous adopterons aussi la valeur 0,8 pour le coefficient devant affecter le moment de flexion M_1 .

Les dégâts aux immeubles. — Ces efforts, agissant sur des bâtiments où rien n'a été prévu pour leur résister, causent des destructions plus ou moins profondes, qui parfois se limitent à de simples crevasses; souvent cependant l'agrandissement progressif de celles-ci amène une ruine rapide. Ces fissures apparaissent dans les sections de moindre résistance, c'est-à-dire au droit des baies de portes et de fenêtres. Elles sont trop fréquentes et leurs formes trop connues pour qu'il soit nécessaire d'étayer la présente étude par des documents photographiques. Nous reproduisons simplement, à l'aide de croquis, quelques exemples

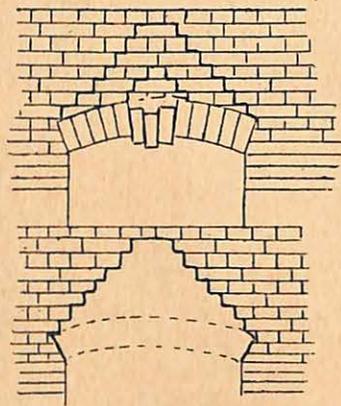


FIG. 10.

parmi les plus typiques :

1° Baie fermée par une arcade surbaissée. La fissure se produit aux environs de la clef de l'arc, les deux ou trois briques centrales se détachent et glissent. Si l'affaissement s'accroît, elles tombent, l'arc s'écroule ainsi qu'un triangle de maçonnerie (fig. 10);

2° Baie fermée par une arcade en plein-cintre. La crevasse se produit encore à la clef, mais il faudra un déplacement beaucoup plus grand des naissances pour permettre aux briques de clef de glisser, de sorte que dans la majorité des cas le dommage se limitera à une simple fissure (fig. 11).

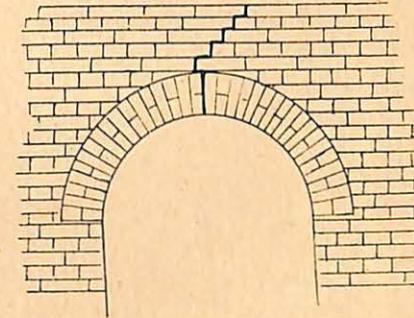


FIG. 11.

3° Baie fermée par un linteau. La fissure contournera celui-ci au droit de l'appui pour atteindre la maçonnerie supérieure (figure 12).

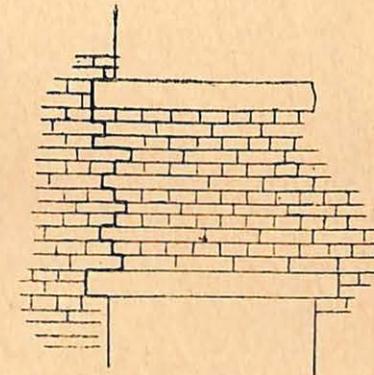


FIG. 12.

Il semblerait donc que ce soit ce système qui limite le plus les dégâts; cependant si l'affaissement devient notable, la maçonnerie du piedroit par suite de sa rotation est arrachée par la partie encadrée du linteau. La destruction devient alors très sérieuse (figure 13). Il est à remarquer que ceci se produit quelle que soit la longueur du

linteau encastrée dans les maçonneries : la crevasse passe toujours par l'extrémité de celui-ci ;

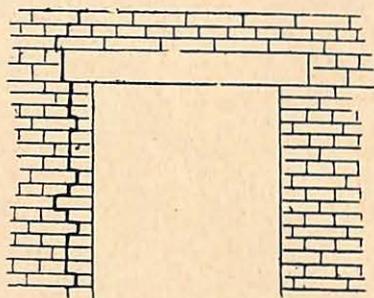


FIG. 13.

4° La figure 14 indique comment commencent les fissures dues à un moment de flexion négatif ;

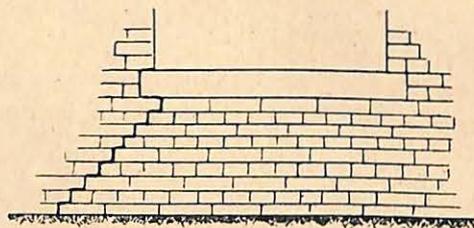


FIG. 14.

5° Les figures 15 et 16 donnent des formes caractéristiques de crevasses dans un mur de clôture en maçonnerie de briques et dans un mur de soutènement en pierres.

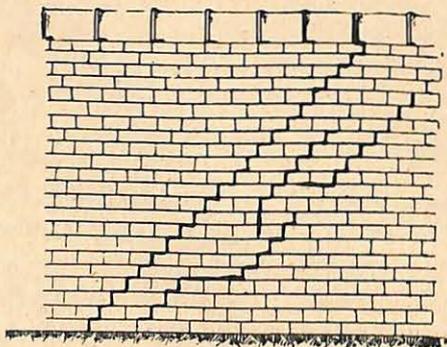


FIG. 15.

Les exemples cités ci-dessus ne sont que le premier stade des dégradations se produisant aux immeubles. C'est plutôt l'indication que des affaissements commencent à apparaître sans que pour cela le bâtiment menace ruine. Les réparations sont encore possibles, quoique n'ayant aucun effet préventif sur les dégâts pouvant apparaître ultérieurement à la suite de l'augmentation de l'affaissement.

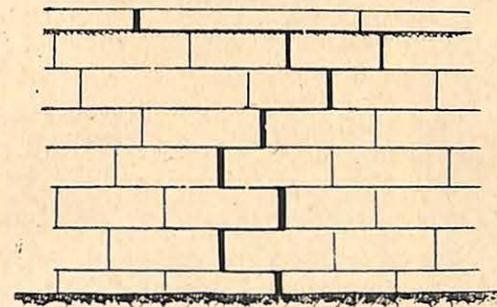


FIG. 16.

Ces fissures n'ont pas la même signification que celles qui, en terrain ferme, pourraient résulter de malfaçon locale. Elles sont le signe que l'immeuble se segmente en tronçons pour pouvoir suivre les mouvements du sol. Si les murs d'une façade sont fissurés, ceux de la façade lui faisant vis-à-vis le seront souvent aussi et même les murs de refend.

Ces dégradations n'affectent pas seulement les locaux d'habitation, mais aussi les monuments publics et les grandes constructions industrielles. D'après ce que nous avons vu précédemment, on peut affirmer que plus le bâtiment est de grandes dimensions, plus il est sujet à être détruit par les travaux miniers. C'est ainsi que peu d'églises des régions charbonnières sont exemptes de fissures. Malgré leur épaisseur, les murs sont traversés de crevasses, les voûtes se disloquent, les tours s'inclinent et finalement l'édifice doit être désaffecté et démolé et, si des réparations sont encore possibles, elles ne peuvent, malgré leur importance, amener la restauration parfaite d'une construction branlante.

En ce qui concerne les bâtiments industriels, les dommages peuvent parfois être très importants, non seulement pour la construction elle-même, mais aussi pour les mécanismes qui s'y trouvent et qui sont réunis entre eux par des liaisons demandant une parfaite

rectitude et une grande fixité. Par exemple, l'installation d'une longue ligne d'arbres de transmission dans un tel bâtiment serait tout à fait impossible.

Des ouvrages qui ont aussi beaucoup à souffrir des affaissements sont les réservoirs destinés à contenir des matières fluides : bassins de décantation, réservoirs d'eau, bassins filtrants, etc. La moindre fissure frappe ces ouvrages d'inutilisation complète en détruisant leur étanchéité et cependant leur grande étendue en surface les rend très vulnérables à ce point de vue.

Les dégâts aux ouvrages d'art. — Les ouvrages d'art, qui ont à supporter des efforts importants et pour lesquels la fixité des fondations est une condition absolue de leur résistance, sont très facilement affectés par les mouvements du sol.

Parmi ces ouvrages d'art, ceux que nous avons particulièrement en vue, parce que les plus nombreux, sont les ponts. Voyons d'abord comment se comportent les ponts en maçonnerie lorsque le sol s'affaisse. Si une voûte en maçonnerie se trouve dans la partie centrale d'une cuvette de peu d'étendue, les fondations des culées tendent à suivre individuellement les mouvements du sol. Les culées s'inclinent donc et les joints de naissance ont une tendance à se rapprocher : la voûte va s'ouvrir à l'extrados à la clef et à l'intrados aux joints de rupture (rupture suivant le type des voûtes ogivales, figure 17). Si

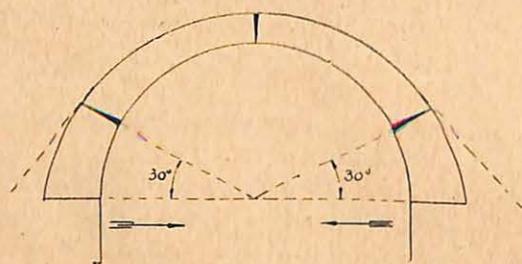


FIG. 17.

la voûte se trouve sur le bord de la cuvette, les plans de fondation des culées s'inclinent vers l'extérieur de l'ouvrage, les naissances ont une tendance à s'éloigner l'une de l'autre, le joint de clef s'ouvre à l'intrados et les joints de rupture à l'extrados (rupture suivant le type des voûtes en plein cintre, figure 18). Cependant des dégrada-

tions de ce genre sont assez rares, car l'expérience a montré, depuis longtemps, le danger des ponts en maçonnerie dans les régions minières.

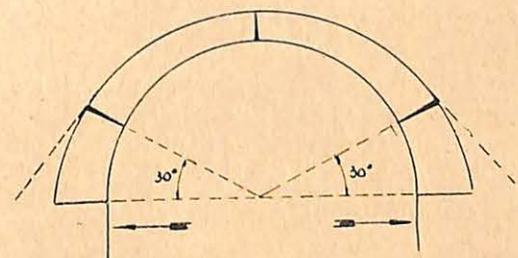


FIG. 18.

Un pont métallique ou en béton armé posé sur deux appuis n'est pas sujet à destruction par affaissement ; les deux culées descendent individuellement ainsi que le tablier qui s'y appuie. Tout se borne donc à une légère altération de la verticalité des culées et à une descente du tablier. Cependant si les culées sont d'assez grandes dimensions ou si elles se trouvent sur le bord d'une zone d'affaissement ou encore si l'affaissement a une faible étendue en surface des crevasses peuvent apparaître dans les culées et plus particulièrement dans les murs en aile ou à la jonction de ceux-ci avec le corps de la culée.

Nous dirons un mot plus loin des autres systèmes de ponts : arcs métalliques à deux ou trois articulations, poutres continues, ponts à palées solidaires, etc, qui pour la plupart, doivent être radicalement proscrits des régions minières.

En ce qui concerne les ouvrages servant à la retenue des eaux : digues, barrages, écluses, leur établissement en terrain minier ne devrait être acceptable que pour autant que l'exploitation soit interdite dans une zone d'étendue suffisante pour les mettre à l'abri de tout mouvement du sol ; la moindre dislocation de ces ouvrages peut en effet avoir des conséquences graves.

CHAPITRE II.

Dédutions pratiques.

Nous en sommes arrivés, après avoir examiné le mode d'action des affaissements miniers sur nos constructions, à pouvoir formuler quelques règles nouvelles qui, appliquées aux immeubles à édifier, les mettraient à tout jamais à l'abri des effets désastreux des mouvements du sol causés par l'exploitation houillère.

Le problème se pose d'une façon très simple : toute construction est exposée à être soumise à des moments de flexion, positif ou négatif, dont les valeurs peuvent être calculées avec une approximation suffisante ; quels sont les procédés à employer pour les mettre à l'abri des dégâts dus à ces efforts anormaux ? C'est ce que nous allons examiner.

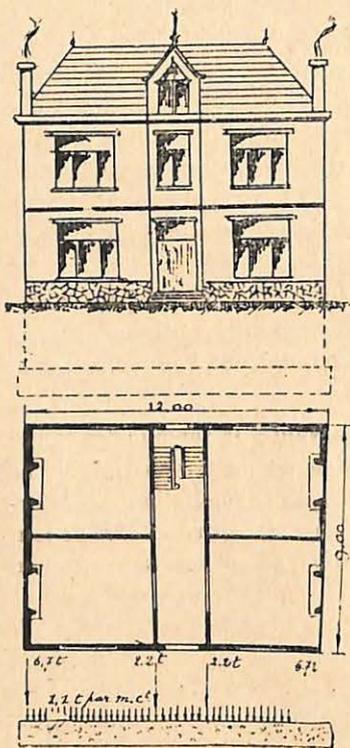


FIG. 19.

Plateau de fondation en béton armé. — Beaucoup de bâtiments, spécialement ceux à destination industrielle, sont fondés sur plateau en béton armé dans le but de les mettre à l'abri des dégâts miniers. Il est aisé de montrer par des exemples numériques que cette protection est illusoire, car le plateau de fondation, pour résister aux efforts anormaux dus à l'affaissement, devrait avoir des dimensions et un pourcentage d'armature en rendant l'application impossible ou du moins très onéreuse.

Envisageons, par exemple, le cas d'une maison d'habitation à un étage de 9 × 12 mètres en plan, maçonnerie de briques, couverture en tuiles, planchers en bois et au rez-de-chaussée sur voussettes en briques. Les charges agissant sur les plateau de fondation, pour une bande de 1 mètre, sont indiquées à la figure 19.

Cette construction toute simple, de dimensions courantes, n'a aucune charge notable à supporter ; aussi, en terrain ferme, ne viendrait-il pas à l'idée d'y prévoir un plateau de fondation. Supposons que cet immeuble se trouve sur le bord d'une cuvette d'affaissement et calculons le moment fléchissant maximum pour une bande de 1 mètre de largeur. Il faut noter que le poids mort du plateau de fondation intervient ici dans le calcul du moment de flexion, alors que dans le cas ordinaire il n'en est pas tenu compte, car il est supporté directement par le sol. Nous avons prévu une épaisseur de plateau de 1 mètre, armée haut et bas de 11 fers de 30 millimètres de diamètre par mètre courant (l'armature doit être symétrique car le moment fléchissant peut être positif ou négatif suivant les circonstances et l'effort d'extension se manifester à la partie supérieure ou à la partie inférieure). Nous supposons dans ce calcul que le plateau en béton armé supporte toute la charge, les maçonneries ordinaires n'étant capables d'aucune résistance sérieuse à l'extension.

$$M_{\max} = 0,8 \left[6700 \times 6,00 + 2200 \times 1,00 + \frac{1}{2} (1100 + 2500) 6,00^2 \right] \\ = 85760 \text{ kgm.}$$

La fibre neutre de la section du plateau se trouve à 28,5 centimètres de la fibre la plus comprimée (figure 20) et le moment d'inertie vaut :

$$I = 5.460.000 \text{ cm}^4.$$

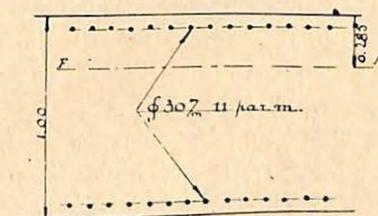


FIG. 20.

Les efforts maxima dans le béton (compression) et dans le métal (extension) valent

$$\tau_b = \frac{8.576.000 \times 28,5}{5.460.000} = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_m = 12 \times 45 \times \frac{66,5}{28,5} = 12,4 \text{ kg/mm}^2$$

Si la construction se trouvait au centre d'une cuvette de faible étendue, on aurait :

$$M_{\max} = 0,8 \left[2200 \times 5,00 + \frac{1}{8} 12,00^2 (1100 + 2500) \right] \\ = 60640 \text{ kgm.}$$

Ce moment, un peu plus faible que celui trouvé dans la première hypothèse, donnera :

$$\tau_b = \frac{6064000 \times 28,5}{5.460.000} = 31,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_m = 12 \times 31,7 \times \frac{66,5}{28,5} = 8,9 \text{ kg/mm}^2.$$

On voit donc que la hauteur de 1,00 qui aurait pu sembler énorme pour l'épaisseur de la fondation d'une construction aussi légère est parfaitement justifiée. Cette fondation comporterait au moins 120 mètres cubes de béton et 20.000 kilogrammes d'acier doux et, aux prix actuels, vaudrait environ 30.000 francs pour un bâtiment dont le coût n'excéderait pas 100.000 francs, ce qui ferait l'énorme majoration de 30 %.

Si nous avons envisagé le cas d'une construction un peu plus étendue en surface, ou devant supporter des charges plus élevées, nous aurions vite atteint la limite pour laquelle la résistance du plateau de fondation serait juste suffisante pour supporter la fatigue due à son propre poids.

Nous pouvons donc conclure que, dans la plupart des cas, la résistance donnée par un plateau de fondation est absolument illusoire et que, si elle est suffisante, on ne l'obtient qu'au prix d'une dépense élevant dans de notables proportions le coût de la construction.

On pourrait objecter qu'il serait plus économique de prévoir un plateau composé d'un hourdis renforcé par des nervures. Mais pour résister à des moments de signes contraires, on serait amené à placer deux hourdis, l'un dans le bas et l'autre dans le haut, ce qui occasionnerait des frais élevés de coffrage. De plus on devrait, pour réduire la quantité de matières employées, augmenter la hauteur totale du plateau, ce qui a pour effet d'accroître le cube de terrassement. Finalement il en résulterait une dépense aussi élevée que pour le plateau plein de même résistance.

Améliorations à apporter aux procédés de construction habituellement employés. — Nous avons vu que les crevasses qui traversent les immeubles suivent toujours les joints de moindre résistance. La plupart de nos maçonneries, dans la construction des habitations particulières, sont exécutées à l'aide de mortier de chaux, composé de matériaux de qualité médiocre, confectionné sans soins, préparé trop longtemps à l'avance et, par conséquent, ne présentant qu'une résistance minimale à la compression et une résistance à l'extension ainsi qu'une adhérence aux briques pratiquement nulles. Aussi les fissures suivent partout les joints. On est donc amené à se demander si la résistance de toute la construction ne serait pas grandement améliorée par la substitution à la chaux, pour la confection du liant, des matériaux de choix que l'industrie moderne met à notre disposition. Il semble, en effet, que l'emploi de mortier de ciment doive améliorer la tenue des maçonneries en augmentant leur homogénéité et en transformant leurs éléments simplement juxtaposés en un seul monolithe. L'observation montre que la maçonnerie exécutée au mortier de ciment se comporte sous l'effet des flexions dues aux affaissements miniers comme une matière homogène : les fissures ne contournent plus les briques, mais passent à travers celles-ci et ont une forme rectiligne. Il faut remarquer que l'augmentation de dépense occasionnée ainsi est très minime (1/2 % environ du coût de la construction) et est négligeable vis-à-vis de l'amélioration apportée (1).

Concurremment à l'emploi de mortier de ciment, les différentes parties de la construction pourraient être solidarisées d'une façon efficace par l'emploi de chaînages. Ceux-ci, placés d'une façon judicieuse et noyés avec soin dans la maçonnerie, joueraient quelque peu le même rôle que les armatures dans le béton armé. En plus, il serait bon d'établir des ancrages au niveau des différents planchers. Un moyen économique de les réaliser est de faire jouer aux pièces des planchers ou de la charpente le rôle de tirant. Ces précautions auront pour effet de solidariser d'une façon efficace les différents éléments de la construction.

Il serait bon aussi de proscrire tout élément ne présentant pas une stabilité propre, telles les baies fermées par des arcades surbaissées, les voûtes formant plancher, etc.

(1) Contribution à l'étude des mortiers. — E. CAMERMAN, *Annales des Travaux Publics*, t. X, n° 2. (Avril 1905).

Toutes ces améliorations n'éviteront, sans doute, pas complètement les dégâts miniers aux bâtisses, mais empêcheront qu'au plus léger mouvement du sol apparaissent des crevasses qui deviennent presque aussitôt inquiétantes, avec les maçonneries médiocres employées actuellement d'une façon à peu près générale.

Béton armé. — Nous n'avons rien dit jusqu'ici de l'emploi de cette matière qui présente des qualités de résistance que l'on peut à volonté doser suivant la direction et l'intensité des efforts et en même temps une souplesse telle qu'elle permet les formes et les dispositions les plus variées et les plus hardies. Comme elle s'est imposée dans les contrées soumises à des troubles sismiques, elle s'imposera dans nos régions minières. Sa tenue, sous l'effet des efforts dynamiques causés par les tremblements de terre et autrement sérieux que ceux dus à l'affaissement lent du sol, a été parfaite. Les grands cataclysmes de Messines et de San Francisco ont montré que tous les édifices en béton armé et notamment ceux se trouvant aux endroits les plus atteints se sont bien comportés, quoiqu'ils aient été construits sans préoccupations spéciales en vue de résister aux séismes.

C'est d'ailleurs une des qualités primordiales des constructions en béton armé que leur grande résistance et leur indéformabilité vis-à-vis des efforts pour lesquels elles n'avaient pas été prévues. Comme exemple illustrant ce fait et se rapprochant de ce qui se passe dans les régions minières, nous citerons la grande minoterie de Tunis qui s'est inclinée par suite du sol vaseux sous les fondations. Malgré la grande inclinaison prise par les bâtiments aucun symptôme de dislocation n'y a été relevé (1) (figure 21).



FIG. 21.

(1) Le Béton armé. Avril 1909.

La construction en béton armé est donc le système indiqué pour mettre les bâtiments à l'abri des dégâts miniers. Jusqu'ici on n'a usé de ce procédé qu'avec timidité; on se borne à l'employer principalement pour l'édification de planchers et de toitures-terrasses, les murs étant en maçonnerie ordinaire. Au point de vue de la résistance de l'immeuble pris dans son ensemble, le béton armé ainsi employé n'a que l'avantage de constituer un entretoisement très solide des maçonneries en élévation. En limitant là son rôle, on méconnaît une de ses principales qualités: le « monolithisme ». Un édifice totalement en béton armé diffère complètement, au point de vue résistance, d'une construction en maçonnerie dont tous les éléments doivent avoir leur stabilité propre. Une solidarité parfaite existe entre les murs, planchers, toitures, escaliers; l'édifice forme un tout indéformable posé sur le sol comme une boîte gigantesque; celui-ci peut se dérober, la construction s'inclinera peut-être mais restera entière.

Un immeuble en béton armé reposant sur terrain affaissé travaillera donc comme une poutre de grandes dimensions ayant, ou bien un de ses tronçons en encorbellement, ou bien reposant sur ses deux extrémités suivant les circonstances de la descente du sol.

On pourrait, comme nous l'avons fait plus haut (calcul d'un plateau de fondation), rechercher quels sont les moments sollicitants maxima, calculer la position de la fibre neutre et le moment d'inertie de la section transversale du bâtiment considérée dans son ensemble, ensuite déduire de là les tensions dans le béton et dans l'armature. Des calculs numériques, que nous négligeons de reproduire pour ne pas allonger outre mesure cette étude, montrent que les aggravations de tension dues aux affaissements dans les différentes parties de l'immeuble sont peut-être élevées. Cela résulte de ce que la solidarité des divers éléments de la construction donne à celle-ci un très grand moment résistant.

Cependant la construction en béton armé présente certains inconvénients, spécialement dans les locaux habités:

1° La conductibilité thermique du béton étant assez grande et l'épaisseur des parois faible, la température des locaux suit de près les variations de la température extérieure. On est donc obligé, dans les immeubles habités, de prévoir des revêtements intérieurs en matériaux calorifuges: dalles de plâtre, agglomérés de liège, panneaux en fibre de bois, etc. Il faut remarquer aussi que, par suite de cette conductibilité, les vapeurs se condensent facilement sur les parois;

2° La grande dureté du béton ne permet pas d'y enfoncer des clous et des crampons;

3° La construction en béton armé est plus coûteuse que celle en maçonnerie ordinaire. L'augmentation de prix provient surtout des parois verticales, lesquelles, malgré leur faible épaisseur, reviennent à un prix assez élevé par suite du double coffrage que nécessite leur construction, des difficultés de damage et de pose des armatures.

Construction mixte. — Tous ces inconvénients peuvent être évités par le système que nous préconisons et qui, sans avoir le mérite de la nouveauté, paraît être le mode de construction idéal pour les régions minières.

Le bâtiment est composé d'une carcasse en béton armé formée de poutres horizontales et de piliers; les planchers peuvent, à volonté, être en béton armé ou en bois; les murs en maçonnerie de briques remplissent les espaces rectangulaires compris entre les éléments verticaux et horizontaux du squelette en béton armé. Cependant, au point de vue sollicitation, ce système diffère entièrement du similaire établi en terrain ferme. Le squelette en béton armé forme une poutre composée de montants verticaux et de membrures horizontales, qui doit résister à une flexion propre en plus du travail individuel de chaque élément.

Comme exemple, reprenons le cas de l'immeuble dont nous avons calculé le plateau de fondation à la page 50. La figure 22 indique comment sera composée la carcasse en béton armé. Les panneaux de remplissage sont en briques: 1 1/2 brique d'épaisseur au sous-sol, 1 brique au rez-de-chaussée et à l'étage. Les planchers sont en bois

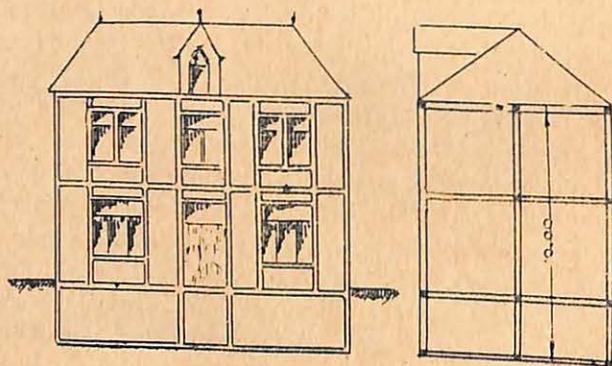


FIG. 22.

à part au rez-de-chaussée où l'on fera usage du béton armé. La toiture en tuiles est supportée par une charpente en bois.

Le moment fléchissant maximum dû aux affaissements vaut environ 600.000 kgm. (pour tout l'immeuble). Considérons que l'effort de flexion est entièrement supporté par les trois cours de membrures supérieures et inférieures.

Nous aurons donc par membrure $M = 200.000$ kgm.

La hauteur de la poutre étant de 10 mètres, l'effort d'extension ou de compression dans les membrures vaut :

$$N = \frac{200.000}{10} = 20.000 \text{ kgs.}$$

Ce qui nécessitera une section de métal de $\frac{20.000}{1.200} = 16,7 \text{ cm}^2$ que nous réaliserons par 6 ronds de 20 millimètres de diamètre (18,84 cm²).

Dans la partie comprimée, la section de béton nécessaire sera de $\frac{20.000}{50} = 400 \text{ cm}^2$. Nous la réaliserons par une pièce de 0,20 x 0,20

dans laquelle nous mettrons 6 ronds de 20 millimètres de diamètre. Il faut, en effet, noter que dans l'ignorance du signe des efforts que les membrures auront à supporter elles doivent être calculées aussi bien à l'extension qu'à la compression. La section active comprimée sera donc $400 + (12 \times 18,84) = 626 \text{ cm}^2$, ce qui est beaucoup plus que la résistance n'en demande. Les poutres horizontales intermédiaires n'auront à supporter que le poids des maçonneries de remplissage. La poutre supérieure portera le poids de la toiture, mais on peut s'arranger de façon que les fermes s'appuient directement sur les montants. La poutre inférieure aura à supporter en plus des efforts dus à la flexion générale le poids des maçonneries des sous-sols.

Le même calcul devrait être fait dans le sens transversal, mais comme la portée est moindre la sollicitation sera plus faible.

En ce qui concerne les montants, on pourrait les calculer comme ceux d'une poutre Vierendeel, mais nous estimons que le remplissage en maçonnerie réduit notablement leur flexion, de sorte que, pour des édifices ne comportant pas trop de baies, ils pourront être considérés comme travaillant uniquement à la compression. Dans le cas qui nous occupe, les dimensions indiquées par le calcul seront

beaucoup inférieures à celles imposées pour des raisons de construction.

On voit donc qu'on est loin d'arriver à des dimensions exagérées pour les pièces en béton armé. Ainsi, pour toute la construction dont nous nous sommes occupé ci-dessus, le volume du béton armé n'est que de 20 mètres cubes environ. La dépense en résultant sera facilement regagnée par l'économie sur la maçonnerie. En effet, en supposant que l'on puisse seulement réduire d'une demi-brique l'épaisseur des murs extérieurs nous réaliserons ainsi une économie de maçonnerie de 45 mètres cubes environ. De plus les poutres en béton jouent le rôle de linteaux et de seuils aux fenêtres d'où économie de pierres de taille ou de poutrelles en acier doux. En comptant la maçonnerie à 125 francs le mètre cube, le béton armé à 350 francs et en estimant l'économie de linteaux à 1.000 francs, on voit que la dépense de 7.000 francs pour la carcasse en béton armé sera compensée par une économie de 6.625 francs. On peut donc dire que le coût de la construction ne sera pas augmenté du fait de l'emploi du béton armé et celle-ci sera ainsi mise définitivement à l'abri de tout dégât minier.

Précautions à prendre pour réduire les efforts de flexion. — Il nous reste à examiner quelles sont les dispositions à adopter de préférence et les précautions à prendre pour réduire, dans la mesure possible, les efforts dus aux affaissements.

Le moment de flexion, agissant sur un édifice, est de la forme

$$M = \alpha P. L. (1)$$

α étant un coefficient dépendant de la répartition du poids suivant la longueur et des conditions aux appuis, P le poids total de la construction et L sa longueur.

Le taux de travail dans le béton ou dans l'armature est de la forme

$$R = \alpha P. L. \frac{V}{I} (2)$$

Pour diminuer, le plus possible, les valeurs (1) et (2) il faut réduire α , P et L au minimum, tâcher d'augmenter le moment résistant $\frac{I}{V}$

A) *Le poids des édifices.* — Le poids ayant une influence directe sur la sollicitation, il est tout indiqué de réduire celui-ci au minimum. On s'attachera donc à employer à égalité de résistance les matériaux

les plus légers. On évitera les fortes épaisseurs de maçonnerie médiocre, les lourds plateaux en béton armé ou non. A ce point de vue, le système que nous préconisons : carcasse en béton armé et remplissage en maçonnerie est très avantageux, car le remplissage des panneaux n'ayant à supporter que son propre poids peut être réduit au minimum ou effectué en matériaux légers, dont l'isolement calorifique devra cependant être suffisant ; briques creuses, briques faites de matières spéciales, etc.

b) *La répartition des poids.* — Celle-ci a une influence assez forte sur la valeur du coefficient α . Si la façon dont le sol s'affaissera sous l'édifice était connue d'avance, il serait aisé d'indiquer comment les masses doivent être réparties au mieux de la résistance. Ainsi, si une cuvette de faibles dimensions se produisait sous l'édifice, il y aurait avantage à reporter les fortes masses vers ses extrémités ; si, au contraire, celui-ci se trouvait en bordure de la cuvette, la majeure partie de son poids devrait se trouver vers le centre. Comme il nous est impossible de dire *a priori* de quelle façon la construction sera sollicitée, nous ne pouvons savoir quelle sera la répartition des poids la plus favorable. Il faut donc viser à ce que les charges soient réparties le plus uniformément possible, afin d'éviter d'avoir à un moment donné des poids importants en des endroits défavorables.

Cependant, en général, les dispositions de l'immeuble sont imposées par sa destination et le constructeur est complètement lié en ce qui concerne la répartition des poids. On pourrait citer pourtant les édifices du culte où les tours hautes et massives, faisant partie intégrante de la construction devraient être proscrites.

c) *Les dimensions en plan.* — Les bâtiments en terrain minier sont exposés à travailler comme des pièces fléchies. Or, si les charges sont uniformément réparties, nous savons que la fatigue croît proportionnellement au carré de la portée. Il est donc tout indiqué de réduire le plus possible les dimensions en plan des immeubles et de ne pas exagérer une des dimensions par rapport à l'autre.

A ce dernier point de vue, devra être absolument abandonnée la pratique courante qui consiste à bâtir les maisons côte à côte pour leur permettre, dans un but d'économie, d'avoir deux à deux un pignon mitoyen. La liaison des maçonneries est faite avec soin de façon que toute une série d'habitations peut être considérée comme un immeuble d'un seul tenant, dont la longueur est énorme vis-à-vis des autres dimensions. Un tel ensemble ne peut manquer de se

sectionner en de nombreux tronçons lorsqu'un affaissement se produit et les fissures apparaîtront non à la liaison de deux bâtiments, mais au droit des baies de l'un d'eux.

Il est beaucoup plus rationnel de construire les habitations entièrement indépendantes les unes des autres ou du moins par blocs de deux, trois ou quatre. Il est même possible, dans ces derniers cas, de combiner la disposition des murs communs de façon à ne pas augmenter le coût de la bâtisse. Ces dispositions sont d'ailleurs préconisées, indépendamment de toute considération de résistance, pour les cités ouvrières et cela dans un but d'hygiène et d'esthétique.

L'architecte devra donc, en plus des autres précautions énumérées plus haut, s'attacher à ramasser dans la mesure du possible les plans de ses immeubles. Ainsi, pour les salles de spectacle, cinémas etc, il serait rationnel d'abandonner le plan rectangulaire pour adopter la forme en fer à cheval des théâtres. Pour les édifices du culte le plan en croix latine qui exagère la longueur par rapport à la largeur devrait être remplacé par le plan en croix grecque.

Il n'est malheureusement pas toujours possible de disposer de la faculté de pouvoir modifier à son gré les dispositions en plan des édifices. Certaines bâtisses doivent, de par leur destination, avoir une dimension beaucoup plus grande que l'autre. Il nous serait loisible de calculer la construction comme nous l'avons indiqué plus haut, mais nous arriverions ainsi à des sections de béton et d'armature telles que la dépense serait hors de proportion avec le but à atteindre. Nous pouvons tourner la difficulté par le même moyen que celui employé pour éviter les efforts exagérés dus aux dilatations thermiques dans les bâtisses de grande longueur : les joints de dilatation qui seront ici des joints de rupture. Le bâtiment sera donc ainsi divisé en segments indéformables et si un affaissement vient à se produire les crevasses apparaîtront aux joints de rupture, mais sans compromettre en rien la bonne tenue de l'immeuble. Ces joints offrent l'avantage de substituer à des fissures pouvant compromettre la solidité de l'ouvrage, des fissures régulièrement préparées. A l'inverse des joints de dilatation, les joints de rupture peuvent être remplis d'une matière quelconque : mortier, béton, etc. A la rigueur on pourrait, au lieu de joints, se contenter de sections de faible résistance où les ruptures se localiseront.

Toutefois ces joints ne doivent pas être employés sans précautions. En effet, les différents tronçons de l'édifice vont se déplacer indépendamment les uns des autres et, si la longueur totale est grande, la

descente d'une des parties pourrait être notable par rapport aux autres et l'ensemble pourrait avoir un aspect des plus lamentables. Il faut donc éviter de multiplier outre mesure l'emploi de ces joints.

b) *Les dimensions en élévation.* — Au point de vue de la résistance, il y a avantage à ce que la hauteur des bâtiments soit grande, car on augmente ainsi très rapidement leur moment de résistance. Cependant l'exagération de la hauteur présente un écueil : par suite de l'affaissement, l'immeuble s'incline et le déplacement de son sommet sera proportionnel à la hauteur et l'inclinaison sera d'autant plus visible. Dans des cas spéciaux de constructions très élevées : tours, cheminées, châteaux d'eau, où le centre de gravité est très distant de la base, l'inclinaison pourrait compromettre la stabilité statique de l'ouvrage. Nous verrons plus loin comment il est possible de se mettre à l'abri de ce danger.

A titre d'indication, voyons quelle pourrait être le déplacement au sommet d'un immeuble de 10 mètres \times 10 mètres de section en plan et de 12 mètres de hauteur, situé dans la portion la plus inclinée de l'affaissement représenté à la figure 1, page 37. L'inclinaison maximum est sur 20 mètres de $0^m,75 - 0^m,30 = 0^m,45$. Ce qui ferait un déplacement du sommet de la construction de $\frac{12}{20} \times 0,45 = 0^m,27$

et un angle d'inclinaison de $1^{\circ}18'$. Ce qui est peu, d'autant plus que la compression du sol agit dans un sens favorable pour diminuer cette inclinaison. Pour les immeubles en béton armé formant monolithe, il serait facile de leur faire reprendre la position verticale en s'aidant de ces puissants vérins qui sont actuellement d'un usage courant (1).

Le point de vue esthétique. — Il semblerait que l'on puisse faire bon marché de considérations esthétiques pour des bâtisses élevées dans des régions industrielles qui, au point de vue beauté, ont jusqu'ici été entièrement, négligées. Cependant à l'heure actuelle ou s'efforce de remédier à ces errements du passé et notamment pour les cités élevées dans le bassin de la Campine, on évite d'exclure toute considération artistique et de faire uniquement œuvre d'utilité.

(1) On peut citer comme exemple la cuve de gazomètre de 8.500 mètres cubes entièrement en béton armé construite à Laeken en 1900. Le sol de fondation n'étant pas homogène et présentant une crête plus résistante suivant un diamètre, la cuve s'est inclinée autour de celui-ci, les deux extrémités étant en porte-à-faux. L'horizontalité a été rétablie en relevant la partie affaissée à l'aide de vérins.

(Le béton armé. Avril 1909).

Les considérations que nous avons émises s'adaptent particulièrement bien à ce point de vue. Nous avons recommandé, en effet, l'isolement des immeubles ou leur groupement en petits blocs : c'est précisément ce qu'on s'efforce de réaliser dans les cités-jardins. De même les constructions dispersées en plan ont souvent un pauvre aspect : nous avons montré plus haut quel avantage avait au point de vue résistance l'homogénéité du plan.

Quant au béton armé, nous reconnaissons que malgré ses énormes avantages, il est assez revêche et ingrat au point de vue aspect et ornementation. Sa teinte grise uniforme est assez désagréable à l'œil. Le système mixte que nous avons préconisé évite de façon complète ce dernier inconvénient : le gris de la carcasse en béton armé encadre d'une façon harmonieuse les remplissages en briques où en usant de produits spéciaux (briques émaillées etc) on peut arriver à la richesse et à la variété de teintes que l'on désire. Evidemment la formule esthétique pour l'emploi de formes, de solutions et de matériaux tout à fait nouveaux n'est pas encore trouvée. Par le fait de cette nouveauté toute tradition disparaît et de nouvelles formes architecturales, qui seront, sans doute, le style de l'avenir, doivent être trouvées. Nous sommes dans la même situation que les architectes romans ; à leur exemple bâtissons logiquement d'abord, le style viendra plus tard comme une conséquence.

A titre de remarque nous dirons que les constructeurs du moyen-âge ont résolu — et avec quelle maîtrise — un problème du même genre que celui du système mixte que nous préconisons, dans la construction de pans de bois avec remplissage en matériaux durs. Quel est celui qui n'a admiré ces superbes pignons en bois qui ça et là se sont conservés jusqu'à notre époque. Puissent les immeubles que nous élèverons, jouir de la même admiration auprès des générations futures.

Conclusions. — En résumé, les règles suivantes peuvent être préconisées pour la construction des immeubles dans les régions minières :

1° Pour de petites constructions, employer la maçonnerie au mortier de ciment et placer des chaînages et des ancrages au niveau de chaque plancher.

2° Pour les autres immeubles, employer le béton armé ou mieux constituer le bâtiment d'un squelette en béton armé avec remplissage de matériaux légers.

Calculer le bâtiment en entier comme une pièce soumise à la flexion,
3° Adopter en plan des formes ramassées, isoler les habitations les unes des autres ou ne former que de petits blocs.

4° Tâcher de répartir les poids de la construction de la façon la plus uniforme possible.

Les ouvrages d'art. — Nous résumerons ici les quelques précautions à prendre, la plupart connues et appliquées depuis longtemps, pour éviter les dégradations aux ouvrages d'art et particulièrement aux ponts.

Nous avons vu plus haut que la voûte en maçonnerie devait être, autant que possible, proscrite des terrains pouvant présenter le danger d'affaissement. Il en est de même des ponts en arc, métalliques ou en béton armé : nous savons en effet que pour ce genre d'ouvrage, l'invariabilité de la position des culées est de nécessité absolue. Il ne viendra d'ailleurs à l'idée d'aucun technicien de prévoir un tel ouvrage dans les régions minières. En général, est dangereuse la construction de tout ouvrage dont les réactions sur le sol ne sont pas verticales (voûtes en maçonnerie, ponts en arc encastrés ou à deux ou trois articulations, ponts à béquilles etc.) et parmi ceux n'appartenant pas à cette catégorie, les ouvrages hyperstatiques, c'est-à-dire où les conditions aux déformations doivent intervenir dans les calculs (poutres encastrées, poutres continues, poutres solidaires de palées d'appui etc.).

A cette dernière catégorie appartient un système de pont qui convient particulièrement bien pour les passages de routes au-dessus de voies ferrées et auquel le béton armé se prête parfaitement : c'est un ouvrage à poutres droites à trois travées avec palées solidaires (figure 23). Son emploi est économique, aussi les diverses compa-

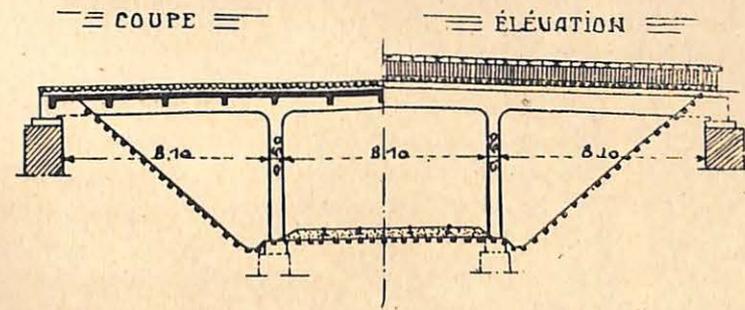


Fig. 23.

gnies de chemins de fer en ont-elles fait une application très étendue. Ce type ne convient absolument pas dans les régions minières, car le sol vient-il à se dérober sous l'un des appuis, la sollicitation du tablier en est grandement aggravée. D'autres, présentant à peu près le même aspect et participant à ses qualités d'économie, mais n'offrant pas les mêmes dangers, peuvent le remplacer. Par exemple en supprimant les deux appuis extrêmes et en remplaçant les palées en béton armé par des piles en maçonnerie, le tablier ne reposera plus que sur deux appuis, ses extrémités étant en un corbellement. La figure 24 donne la demi-coupe longitudinale d'un ouvrage de ce genre. (Pont pour le passage du boulevard Belgica au-dessus du chemin de fer de Ceinture à Bruxelles) (1). On pourrait aussi adopter le type à trois travées indépendantes, mais cette solution est plus coûteuse.

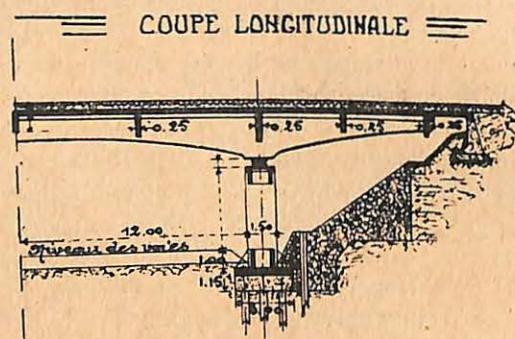


FIG. 24.

Quand la hauteur libre n'est pas suffisante pour établir un ouvrage sur deux appuis, comme on ne peut songer à l'emploi de poutres continues, la difficulté doit être tournée en employant des artifices qui restreignent l'épaisseur du tablier tout en laissant celui-ci isostatique. Un exemple en est fourni par le pont du viaduc à Tournai (1) (figure 25). L'ouvrage comporte deux culées évidées de façon à permettre l'établissement de trottoirs. Elles sont à claire-voie vers la chaussée : à cet effet, la paroi vers celle-ci est constituée par des piliers réunis supérieurement et inférieurement par de fortes poutres. Ces culées supportent un platelage de poutrelles de fortes dimensions enrobées dans du béton.

(1) Voir *Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer*, Juillet 1921

Donc en général le tablier reposant sur deux culées indépendantes est la solution tout indiquée. Si un affaissement se produit, le tablier

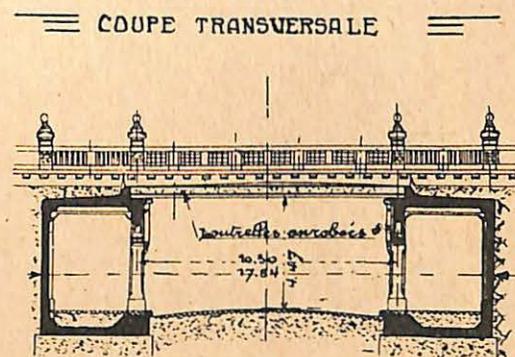


FIG. 25.

et les culées descendent individuellement; cependant quelques précautions doivent être prises pour éviter que ces dernières ne se détériorent :

a) D'abord les murs en retour seront préférables aux murs en aile et cela en vertu de la règle énoncée plus haut : éviter de développer les constructions suivant une dimension.

b) Il ne faut pas allonger outre mesure les murs en retour ; les talus qui viennent y buter devront donc être raidis en faisant usage d'un perré maçonné ou en pierres sèches ou d'un mur de pied.

c) Si le pont est très large, la culée peut être tellement longue qu'il y ait danger qu'elle se fissure transversalement, laissant ainsi un coin du tablier en porte-à-faux. Pour éviter cet accident, il suffit de former l'ouvrage de deux ponts accolés et entièrement indépendants l'un de l'autre. Cette solution ne fait que faciliter l'établissement du pont, car souvent la circulation doit être maintenue pendant le travail ce qui nécessite l'exécution de l'ouvrage par tronçons.

d) Les culées pourraient aussi avantageusement être exécutées en béton armé. Les murs en retour qui auraient une forme triangulaire en élévation seraient traités comme des pièces en encorbellement encastrées dans le corps de la culée. Ce système présente l'avantage de mieux équilibrer la culée, car le poids des murs en retour donne un moment de renversement de signe contraire à celui dû à la poussée

des terres, de plus l'empatement de la fondation est réduit de façon notable (figure 26.)

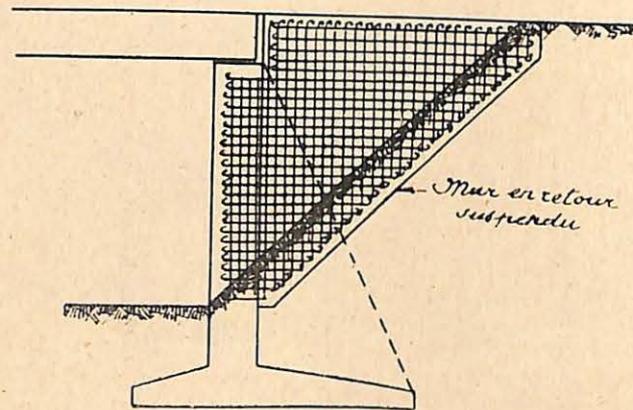


FIG. 26.

Souvent, spécialement pour les ponts de chemin de fer, on est obligé de ramener, après affaissement, la voie et par conséquent le tablier, à leur niveau primitif. A cet effet les culées doivent être exhaussées; d'où augmentation de la poussée des terres qu'elles subissent. Leur renforcement est très difficile à exécuter, mais on l'évite d'une façon économique en établissant au niveau ancien des appareils d'appui, une plate-forme en béton armé reposant sur la culée et les murs en retour de façon que les terres puissent se mettre en talus derrière la culée et supprimer ainsi leur poussée. Les maçonneries nouvelles peuvent alors être élevées comme si la plate-forme était leur fondation. La stabilité de la culée nouvelle peut être ainsi parfaitement assurée.

Par suite du relèvement du pont, la hauteur des talus butant contre les murs en retour est augmentée et il faut, pour éviter l'allongement de ces derniers, raidir les talus aux environs de l'ouvrage ou construire des murs de pied (figure 27).

Nous arrêterons ici cette longue énumération en faisant remarquer qu'il est difficile de citer tous les artifices que l'on peut employer pour rendre possible, en terrain houiller, la construction d'ouvrages qui ne répondent pas aux desiderata exposés plus haut

et qu'il peut exister de nombreuses solutions spéciales à des cas particuliers (1).

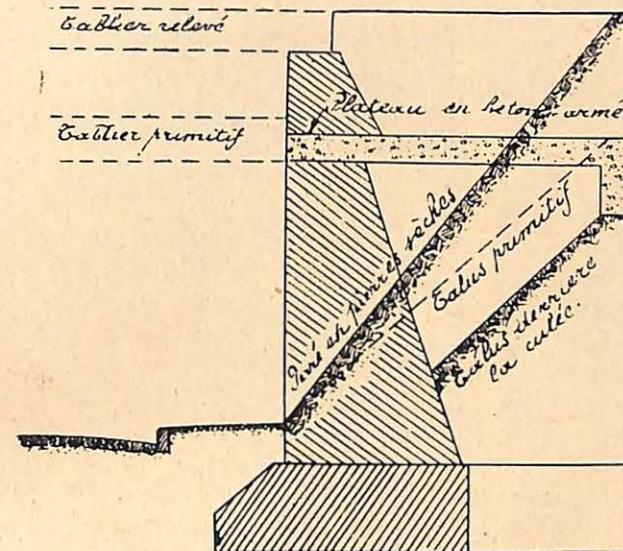


FIG. 27.

Couloirs souterrains, aqueducs, ponceaux. — Ces ouvrages peuvent avantageusement être établis suivant le type représenté en coupe transversale à la figure 28. (Aqueduc de 6 mètres d'ouverture sous la ligne de chemin de fer Tournai-Ath.) La construction entière forme un monolithe; il n'y a lieu de craindre aucun mouvement individuel du tablier, des culées ou du radier. Quant aux crevasses transversales elles peuvent être évitées en donnant à l'ouvrage une résistance longitudinale suffisante. Pour des constructions de grande longueur on fera usage de joints de rupture.

Si la section transversale des aqueducs est faible il est avantageux de les constituer de pièces en béton comprimé, qui se trouvent dans le commerce: l'ouvrage se disloquera peut être un peu à la suite de la descente du sol, mais l'étanchéité n'a pas ici beaucoup d'importance et la tenue sera, tout de même, meilleure qu'avec la maçonnerie de briques.

(1) Voir *Annales des Travaux publics*. Avril 1908, page 338.

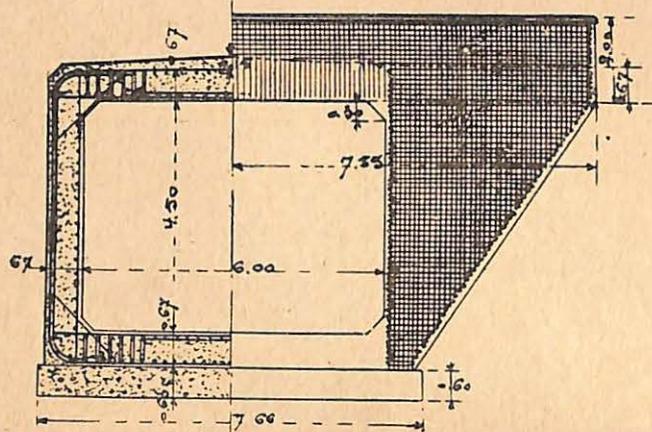
AQUEDUC DE 6^m00 D'OUVERTURE.

FIG. 28.

Châteaux d'eau. — Nous avons vu précédemment que pour les constructions dont le centre de gravité est très élevé au-dessus du sol les affaissements pouvaient compromettre la stabilité statique. A ce point de vue les réservoirs surélevés sont placés dans des conditions tout à fait défavorables. Il conviendra donc, pour les réservoirs de grande importance,

de les placer en terrain non sujet à affaissement ou, si cela n'est pas possible, de les poser simplement sur le sol. Dans ce dernier cas il est facile de leur donner une élévation suffisante en les installant sur un des nombreux terrils parsemés dans les régions houillères.

Cependant il peut se faire que des réservoirs de capacité restreinte aient leur emplacement imposé. Dans ce

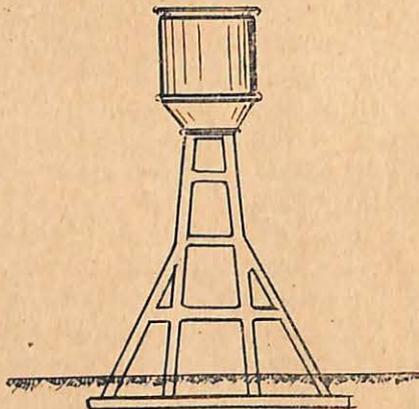


FIG. 29.

cas la sécurité contre le renversement peut être améliorée en augmentant les dimensions en plan de la fondation, soit en évasant les colonnes de support ou mieux en les munissant de contrefiches (figure 29). Nous nous plaçons évidemment dans l'hypothèse où l'ouvrage entier est établi en béton armé de manière à former un monolithe.

Bassins. — Les réservoirs devant contenir des fluides peuvent être traités comme les constructions ordinaires et établis comme devant résister à la flexion. Si les dimensions sont grandes cette solution sera très onéreuse. Elle a cependant été employée et nous pourrions citer comme exemple un bassin de natation dans le district de la Ruhr où l'on a été jusqu'à faire poser l'ouvrage sur trois rotules munies d'un dispositif permettant de les relever facilement de façon à maintenir toujours l'horizontalité parfaite. Sans verser dans un tel luxe de précautions, il est utile de mettre les réservoirs en état de résister aux affaissements. Si leur surface est grande, on pourrait envisager la possibilité de les diviser en plusieurs autres de dimensions moindres. Si cela n'est pas possible et si le prix du réservoir unique pouvant résister aux affaissements est trop élevé il faut se résigner à laisser apparaître des crevasses.

Murs de soutènement. — Il est tout indiqué de les diviser en tronçons suivant le sens de la longueur. Chaque tronçon devra faire un tout monolithe. On emploiera encore avantageusement ici le béton armé ou un système mixte comportant une semelle, des éperons et un couronnement en béton armé ; les terres seront retenues par des voûtes à génératrices verticales prenant appui sur les éperons. Aux endroits des joints de cassure il y aura deux éperons appuyés l'un contre l'autre.

Murs de clôture. — Les longs murs de clôture sont particulièrement exposés aux dégâts miniers. On pourrait les construire par tronçons monolithes mais cela serait assez coûteux. Il est préférable d'employer un de ces systèmes dont la vogue est assez grande et qui consistent à constituer le mur de piliers en béton armé comportant des rainures dans lesquelles sont glissées des dalles de faible épaisseur aussi en béton armé. Ces murs composés d'éléments indépendants suivent avec facilité les mouvements du sol et peuvent être aisément rétablis après dislocation.

Ouvrages de retenue des eaux (murs de réservoir, barrages, écluses). Ces ouvrages dont la dislocation pourrait avoir de graves

conséquences doivent absolument être établis en terrain ferme. On réserve donc sous eux une zone où l'exploitation sera interdite. L'établissement des dimensions de ces piliers de sécurité étant du ressort des techniciens des mines nous n'en dirons rien, sinon qu'ils doivent être largement prévus car s'ils étaient trop faibles l'ouvrage à protéger se trouverait précisément à l'endroit de la cuvette d'affaissement — le pourtour — où les dégâts sont les plus importants.

Conclusion. — Nous nous arrêtons ici. Le lecteur aura vu par les exemples que nous venons de citer qu'en suivant les principes énoncés plus haut il y a moyen de trouver des solutions satisfaisantes pour tous les problèmes se présentant dans la pratique.

Nous avons été amené à préconiser l'emploi généralisé du béton armé. En effet cette matière voit dans les immeubles soumis à affaissement ses qualités de résistance aux efforts anormaux et de monolithisme mises particulièrement en vedette. Elle permet de réaliser sans aucune difficulté la solidarité de tous les éléments de la construction. Aussi nous estimons que si sa vogue est grande partout, son emploi devrait s'imposer pour toute construction quelque peu importante des régions charbonnières.

Il nous reste un mot à dire de la situation des exploitations charbonnières vis-à-vis des propriétaires d'immeubles. La législation déclare — et avec raison — que la réparation des dégâts causés aux immeubles par les charbonnages est à charge de ceux-ci. Ce principe qui semble être l'expression de la stricte équité est souvent la cause de charges injustifiées pour les mines.

Ainsi, d'autres causes que les affaissements peuvent causer aux bâtisses des dégâts qu'il est très difficile de distinguer de ceux occasionnés par les exploitations minières. A ce point de vue les fondations jouent un rôle important et sont cependant généralement négligées : la plupart des immeubles sont bâtis sans souci de la nature du sol sur lequel ils sont assis. Nous avons relevé, principalement dans la vallée des cours d'eau, là où le terrain est de nature vaseuse, de nombreuses fissures aux habitations et cela dans des régions où aucune exploitation du sous-sol n'a jamais existé. Il est évident que le même phénomène se répète dans les régions minières et que souvent les charbonnages assument la réparation de dégâts dus uniquement à l'incurie des constructeurs.

De même des détériorations dues à des dilatations thermiques ont parfois été mises sur le compte de l'exploitation charbonnière (1).

Nous avons vu au cours de la présente étude que la mauvaise qualité des maçonneries et particulièrement des liants était cause de l'apparition beaucoup plus rapide de dégâts et de leur plus grande étendue. Il suffirait souvent de l'emploi de mortier de ciment au lieu de mortier de chaux de qualité inférieure pour mettre la construction à l'abri de beaucoup de fissures d'affaissement et cela n'augmenterait pas d'une façon notable le coût de la construction. Et cependant les charbonnages sont sans action aucune ; libre au constructeur d'employer les matériaux de plus mauvaise qualité sur lesquels les moindres efforts anormaux auront des conséquences désastreuses, il lui sera toujours loisible de se retourner contre les exploitants du sous-sol pour exiger la réparation de ces dégâts que quelques soins lors de la construction auraient pu éviter en majeure partie.

Il en est non seulement ainsi pour ce qui concerne la qualité des matériaux, mais aussi pour certains procédés de construction qui, parfaitement admissibles en terrain ferme, devraient être absolument proscrits en région charbonnière. Il y a encore, dans ce cas, incurie grave du constructeur et cependant les charbonnages ont la responsabilité entière des dégâts. Ce cas ne se présente pas seulement pour les maisons d'habitation : nous pourrions citer l'exemple typique d'un pont en maçonnerie détruit par l'armée allemande lors de sa retraite en 1918 et qui a été reconstruit suivant ses dispositions primitives sur un sol qui était en ce moment là en plein affaissement. Il n'est pas dès lors étonnant que de larges crevasses y soient apparues.

En résumé, les exploitations minières sont sans action aucune sur les procédés de construction. Il semble donc illusoire de fixer les règles à ce sujet puisqu'il ne sera pas possible de les imposer. D'autre part les charbonnages ne peuvent entrer dans la voie d'octroyer des subsides aux constructeurs qui voudraient employer les précautions nécessaires pour mettre leurs bâtisses à l'abri des affaissements.

Toutefois nous ne croyons pas les mines complètement impuissantes et estimons que l'ignorance des remèdes à apporter à la situation est la cause quasi unique de tout le mal. Beaucoup de constructeurs seraient, sans doute, heureux d'avoir le moyen de mettre

(1) Voir G. DENIL. Des effets thermiques dans les maçonneries. *Annales des Travaux Publics* (avril 1912), page 292.

leurs édifices — surtout ceux qui sont importants — à l'abri des dégâts miniers. Les exploitations charbonnières devraient donc surtout viser à faire connaître les règles à suivre dans la construction par des causeries aux architectes et aux entrepreneurs, par la publication de brochures ou par l'établissement de plans-types de différents modèles d'habitations, qui seraient mis gracieusement à la disposition des personnes le désirant ou bien encore par la création de consultations gratuites. Il est d'ailleurs à remarquer que certaines circonstances favoriseraient singulièrement cette action des charbonnages : d'abord les mesures à prendre pour mettre les constructions à l'abri des dégâts miniers n'augmenteraient pas leur coût; de plus leur aspect pourrait être notablement amélioré. Ensuite le béton armé jouit, à l'heure actuelle, d'un engouement; on veut l'employer partout même là où son usage ne se justifie en aucune façon. Il sera donc assez aisé de le faire accepter lorsque son emploi est pleinement justifié.

Hyon-lez-Mons, novembre 1922.

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	35
------------------------	----

CHAPITRE I^{er}.

Données expérimentales et leurs conséquences.

Observations d'affaissements à la surface	37
Les efforts anormaux dans les constructions	40
Les dégâts aux immeubles	44
Les dégâts aux ouvrages d'art	48

CHAPITRE II.

Déductions pratiques.

Plateau de fondation en béton armé	50
Amélioration à apporter aux procédés de construction habituellement employés.	53
Béton armé	54
Construction mixte.	56
Précautions à prendre pour réduire les efforts de flexion	58
<i>a)</i> le poids des édifices	58
<i>b)</i> la répartition des poids	59
<i>c)</i> les dimensions en plan	59
<i>d)</i> les dimensions en élévation	61
Le point de vue esthétique	61
Conclusions	62
Les ouvrages d'art (Ponts)	63
Couloirs souterrains, aqueducs, ponceaux	67
Châteaux d'eau	68
Bassins	69
Murs de soutènement	69
Murs de clôture.	69
Ouvrages de retenue des eaux	69
Conclusions	70