

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 28 (1902)  
**Heft:** 14

## **Sonstiges**

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 26.01.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

génieur en chef des Ponts et Chaussées, cite des cas où un pont, condamné par le calcul, a pu être conservé, grâce à la mesure de ses déformations réelles.

C'est ainsi que le pont d'Asnières, sur lequel passent toutes les voies principales de la Cie de l'Ouest à la sortie de la gare St-Lazare, semblait trop faible pour le trafic actuel. L'expérimentation directe a montré, au contraire, qu'on pouvait le considérer comme un des plus solides de ce réseau. Il comprend en effet cinq poutres pour quatre voies et, grâce à l'effet des contreventements transversaux, la surcharge d'une voie intéresse toutes les poutres. Les appareils ont même montré que le passage simultané de quatre trains ne produit pas de fatigue maximum supérieure à celle d'un train unique; M. Rabut explique ce fait curieux par la non concordance des efforts maximums. Ces phénomènes échappent au calcul usuel. En Allemagne, dans les nouvelles constructions, il semble qu'on cherche à éviter ces effets en rendant les tabliers portant des voies différentes indépendants les uns des autres. Ainsi dans le nouveau pont sur le Rhin, à Worms, pour deux voies ferrées, les travées d'accès de 35 m. de portée se composent de deux tabliers portant chacun une voie, simplement juxtaposés sans liaison aucune entre eux. On peut croire que le calcul serait alors d'accord avec l'expérimentation; il reste cependant l'influence des chocs et oscillations, de la vitesse de la surcharge dont le calcul ne saurait tenir compte.

M. Rabut cite encore le cas du viaduc d'Eauplet, à huit travées de 40 mètres, condamné par le calcul et dont la réfection aurait coûté plus de quatre millions. Chaque travée comprenait quatre arcs en fonte avec tympans et longerons du même métal. Le calcul indiquait une extension considérable dans les reins de l'arc. L'expérimentation directe montre, au contraire, que les arcs ne travaillent pas d'une façon appréciable dans les deux tiers extrêmes de leur longueur; quant au tiers central, le taux de fatigue est presque acceptable et facile à réduire par une consolidation peu coûteuse. Ces effets sont dus à la liaison de l'arc et du longeron par l'intermédiaire du tympan. Le calcul analytique ordinaire ne tient pas compte de cette liaison; remarquons cependant que, pour le cas d'un tympan triangulé, la statique graphique permet d'évaluer sans difficulté les efforts de toutes les parties d'une construction de ce genre.

Ce n'est du reste pas le cas du viaduc d'Eauplet, dont le tympan en fonte se compose de simples montants recoupés à mi-hauteur par une horizontale enjolivée de petits arcs. Il est assez curieux de pouvoir constater par mesure directe quel effet considérable un pareil tympan peut exercer sur la résistance de l'ouvrage.

On voit, par ce qui précède, toute l'importance des méthodes d'expérimentation directe des ponts et les services qu'elles peuvent rendre pour déterminer les points

faibles d'un ouvrage métallique; cette importance est telle qu'elles pourront amener de nouveaux modes de répartition du métal entre les différentes parties d'un tablier.

N. DE SCHOULEPNIKOW,  
ingr et prof.

## Divers.

### Constructions en béton armé.

*Rapport des experts sur l'accident de l'« Eschenvorstadt », à Bâle.  
[Fin]<sup>1</sup>.*

#### Chapitre VII. Les calculs statiques.

Les calculs statiques du bâtiment qui s'est écroulé ont tous été exécutés au bureau de M. Hennebique, à Paris. Ils n'ont pas été vérifiés au bureau de la Société bâloise de construction. Les minutes de ces calculs ont été mises à notre disposition, sur notre demande, parce que les copies auraient absorbé trop de temps.

Ce qu'il y a de particulier, c'est que dans les documents qui nous avaient été remis au début, le calcul des piliers ou colonnes faisait défaut. Nous priâmes la Société bâloise de construction, en date du 15 octobre, de nous fournir ce qui manquait. Le 12 novembre il fut répondu à cette invitation. Les calculs en question ont été effectués à Paris également et portent la date du 8 novembre 1901. Il n'est guère possible de ne pas soupçonner que ces calculs ont été établis après coup.

Nous estimons qu'il est nécessaire d'examiner tout d'abord ces calculs de plus près, parce qu'ils éclairent sur la sécurité des constructions Hennebique d'une manière générale et ont de l'importance, en particulier, pour ce qui est de la question de savoir ce que l'on doit faire des bâtiments restés debout.

**Calcul des couvertures.** — Commençons par établir que les calculs des couvertures ont été faits d'une manière très approfondie et s'étendaient à tous les hourdis et poutres qui se succèdent comme portée et charge pour les sept étages. Sans doute beaucoup des nombreux calculs de détails ont été effectués très brièvement et la justification des charges placées à la base de ces calculs manque souvent, toutefois on peut contrôler même ainsi. On a tenu compte, dans les calculs, du poids propre de la construction en adoptant une densité de 2,5 tonnes par m<sup>3</sup>. On a admis comme charges utiles 400 kg. par m<sup>2</sup> pour les deux plafonds inférieurs et 250 kg. pour les cinq plafonds supérieurs.

Nous avons vérifié ces calculs en plusieurs endroits et n'avons découvert des erreurs nulle part, quelques bagatelles exceptées. On a tenu compte, avec soin, dans le calcul des linteaux, du fait que certaines colonnes n'ont pas de prolongement direct vers le bas, mais reposent sur ces linteaux.

Les moments fléchissants pour les charges concentrées et uniformément réparties ont été calculés chacun séparément, puis additionnés. Dans cet ordre d'idées on ne saurait rien trouver à redire aux calculs qui nous ont été présentés. Reste à savoir si les calculs reposent sur une base exacte.

L'inventeur du système de construction Hennebique emploie jusqu'à ce jour, pour le calcul statique de ses hourdis et poutres, une méthode qui, de l'avis de spécialistes entendus,

<sup>1</sup> Voir N° du 20 juin 1902, page 157.

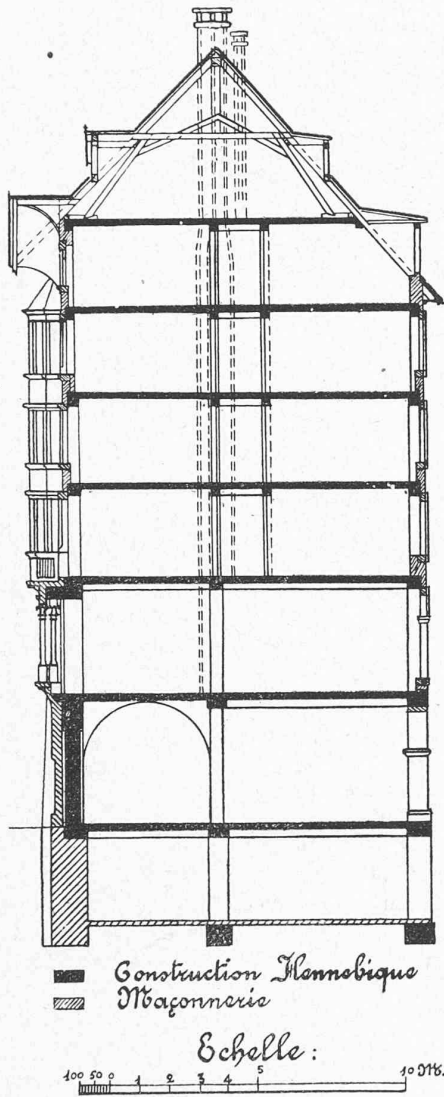


Fig. 1. — Coupe transversale.

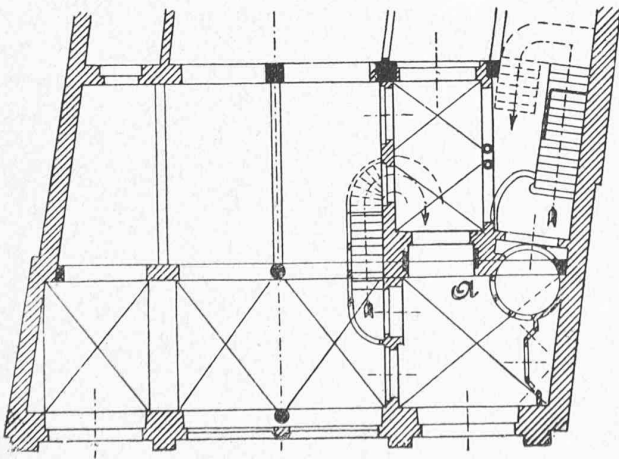
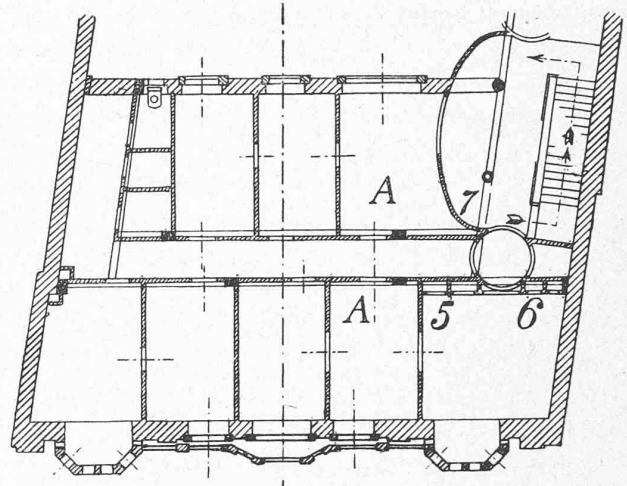
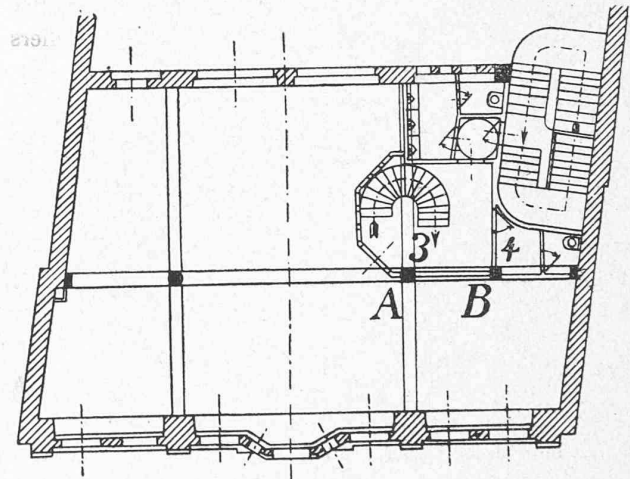


Fig. 2. — Rez-de-chaussée.

Fig. 3. — II<sup>me</sup> étage.Fig. 4. — I<sup>er</sup> étage.

repose sur des considérations théoriques inadmissibles et conduit le plus souvent à des dimensions que l'on doit qualifier de trop faibles si l'on se place au point de vue d'une résistance de matériaux rationnelle. Cette remarque a trait principalement à l'épaisseur des barres de fer noyées dans le béton. D'après les formules appliquées par M. Hennebique, le fer travaille à raison de 1,2 t. par cm<sup>2</sup>. Mais si l'on recourt à une méthode de calcul plus rationnelle, on trouve que la fatigue du fer atteint le plus souvent 1,4 t., 1,5 t. et même plus.

Ce sont là des efforts qu'on ne tolérerait guère pour des constructions métalliques proprement dites. Les constructions calculées d'après cette méthode ne possèdent pas, dès lors, le degré de sécurité que l'on a l'habitude d'exiger de constructions parfaitement sûres. S'il est rare, malgré cela, qu'il se produise des conséquences fâcheuses, cela tient essentiellement à ce que les charges accidentelles atteignent rarement, ou jamais, la valeur admise par hypothèse dans les calculs. Pour le bâtiment en question il y a lieu de tenir compte d'une autre considération encore. La plupart des planchers du bâtiment tombé en ruines étaient armés de barres de fer placées en forme de croix. M. Hennebique calcule le moment fléchissant, dans ce cas, d'après la formule :

$$M = \frac{p l^2}{32}$$

alors que pour la portion des barres simples

$$M = \frac{p l^2}{10}$$

Nous ignorons comment M. Hennebique est arrivé au chiffre 32, si ce chiffre est basé sur des expériences ou sur des considérations théoriques. La question y relative, posée à la Société bâloise de construction, est restée sans réponse jusqu'ici. Le calcul statique exact des dalles rectangulaires est, comme on le sait, un problème qui n'a pas encore été résolu; on en est réduit plus ou moins à des évaluations. On peut admettre, à notre avis, que le moment fléchissant, pour les barres croisées, est approximativement la moitié de celui des barres simples. On devrait, dès lors, calculer le moment plutôt avec le dénominateur 20 qu'avec 32.

Mais il est encore une autre circonstance relative à l'exécution de ce genre de couvertures. Si de pareilles dalles ne doivent pas courir le risque de se fissurer le long du bord, au droit de leur encastrement, il faut que les barres soient recourbées vers le haut, du côté des appuis. Or un semblable pliage de barres qui s'entrecroisent est difficile, parce que les barres se contrecarrent les unes les autres et, de fait, ce pliage n'a pas été exécuté selon les règles, dans notre cas.

En présence de l'incertitude qui caractérise encore la théorie de pareilles dalles, il serait injuste d'ajouter à ces questions par trop d'importance, encore moins de leur attribuer la cause de l'effondrement. Mais alors nous estimons qu'il est indiqué d'élucider, par des expériences, la question de la résistance des dalles avec barres posées en croix avant que les dalles des portions du bâtiment restées debout puissent être envisagées comme donnant des garanties de sécurité.

Le travail admissible du béton a été compté dans les calculs de M. Hennebique à raison de 25 kg. par cm<sup>2</sup>. Ici encore, la fatigue effective qui résulte d'une méthode de calcul plus rationnelle est fréquemment plus élevée. Cependant, comme les opinions, relatives aux méthodes d'après lesquelles les efforts du béton doivent être calculés, sont encore divergentes, nous ne pousserons pas plus loin la critique de cette question. L'insuffisance de la résistance du béton à l'écrasement, déjà discutée précédemment au chapitre V, est, dans le cas présent, plus importante que le mode de calcul qui n'est pas inattaquable.

Enfin nous pensons ne pas pouvoir passer entièrement sous silence une circonstance qui est en connexion avec la pose des

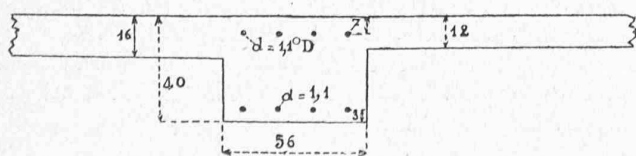


Fig. 5. — Coupe du sommier 3-4.

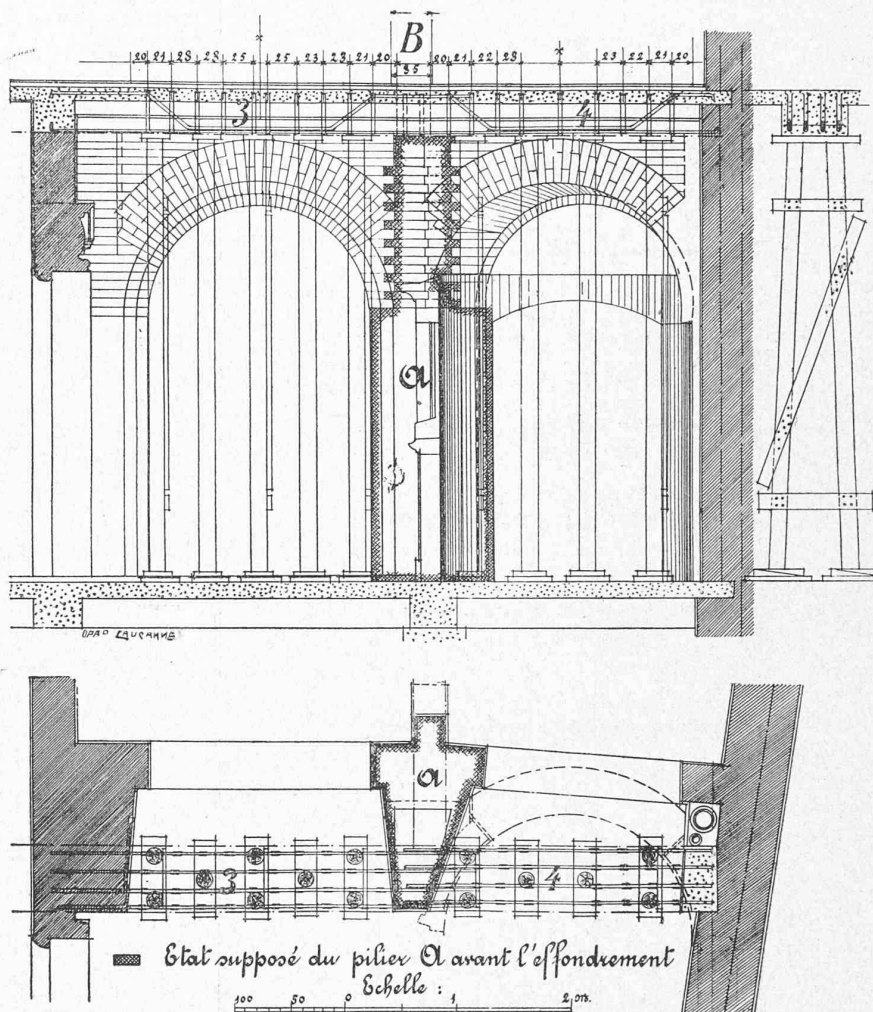


Fig. 6. — Disposition du pilier, du sommier et des voûtes dans le vestibule du rez-de-chaussée.

barres de fer. Par endroits les barres sont rapprochées d'une manière surprenante. Dans la poutre I du premier étage, par exemple, il existe au milieu de la travée 8 barres de 4,5 cm. de diamètre, noyées dans une enveloppe en béton mesurant seulement 40 sur 12 cm., de sorte qu'on ne trouve pas même 4 cm<sup>2</sup> de béton pour 1 cm<sup>2</sup> de fer. Mais ce qui est presque pis encore ce sont les endroits où deux linteaux se rencontrent, à angle droit, sur une colonne, les barres de fer chevauchent alors et s'entrecroisent à la fois. Il est à craindre que dans ces parties le pilonnage du béton ne réussisse qu'imparfaitement et qu'il reste dans la masse de petits vides.

**Calcul des colonnes.** — Les calculs des colonnes qui nous ont été fournis se bornent à une récapitulation des charges correspondant à chaque colonne et à la démonstration que la section choisie suffit pour cette charge. Mais on ne voit pas comment les différentes charges ont été déterminées. Quoiqu'il en soit, les chiffres indiqués concordent assez bien avec ceux trouvés dans nos calculs. Nous n'avons constaté qu'en un seul endroit un écart bien accentué, lequel se rapporte aux deux colonnes circulaires A du premier étage.

Ces colonnes ont à supporter la couverture du premier étage et, chacune d'elles, deux colonnes rectangulaires du deuxième étage. Pour ces dernières, le calcul qui nous a été présenté indique 45 t., ce qui correspond bien au résultat con-



trôlé. Mais si l'on calcule, d'après cela, la charge des deux colonnes circulaires du premier étage il en résulte une grosse différence.

La colonne orientale A doit supporter :	
la charge de la colonne rectangulaire qui lui est immédiatement superposée . . . . .	tonnes 45,0
la charge de la colonne voisine portée par le linteau 2 avec une composante de : $\frac{45 \times 4,8}{6,55} =$ . . . . .	» 33,0
le poids de la couverture du premier étage 5 <sup>m</sup> ,7 de longueur, 5 <sup>m</sup> ,2 de largeur et 0 <sup>m</sup> ,14 d'épaisseur . . . . .	» 10,4
le poids des linteaux qui en font partie, 25 % approximativement, soit . . . . .	» 2,6
le poids de la colonne elle-même . . . . .	» 1,3
Charge totale . . . . .	tonnes 92,3

Or, dans le calcul qui nous a été soumis, la charge incombant à la colonne A a été indiquée 52,5 t. ; nous ne pouvons nous expliquer cette différence qu'en admettant qu'il s'est glissé là quelque erreur de calcul.

La résistance des différentes colonnes est déterminée ensuite d'après la formule Hennebique en multipliant la section transversale du béton par 25 kg. (dans les étages inférieurs par 30 kg.), la section des fers par 1200 kg. par cm<sup>2</sup> et en additionnant les deux produits précités.

Nous ne saurions admettre, sans autre, cette manière de calculer. Selon nous, les deux efforts devraient être en rapport avec les deux coefficients d'élasticité respectifs, il faudrait, de plus, tenir compte du danger pouvant résulter du flambage. Mais, même en adoptant une méthode de calcul aussi favorable, on n'obtient pour la colonne en question qu'une résistance trop faible. La colonne avait un diamètre de 40 cm. et était armée de quatre barres de fer de 2,5 cm., ce qui fait que la résistance n'atteint que :

$$30 \times 1256 + 1200 \times 19,6 = 61,2 \text{ t.}$$

au lieu de 92,3 t. D'où il résulte que la colonne orientale A du premier étage était de 50 % trop faible, même en supposant une résistance normale du béton à la compression. Il en était à peu près de même pour la colonne occidentale.

Il va de soi qu'il n'est plus possible de dire sûrement si les dimensions des hourdis, sommiers et colonnes, ainsi que les diamètres et la pose des barres de fer correspondaient partout avec les cotes inscrites sur les plans. Quoiqu'il en soit il n'a été émis de doutes à ce sujet par personne. Il est d'ailleurs dans la nature même du système Hennebique d'exclure, pour ainsi dire, toutes les erreurs grossières qui pourraient être commises, dans cet ordre d'idées, pourvu que la surveillance soit quelque peu sévère.

**La cause de l'écroulement.** — Les critiques qui précèdent donnent tout d'abord une idée du degré de sécurité que possédait la bâtisse après son achèvement. Mais elles ne suffisent pas à donner une explication de la catastrophe qui s'est produite. Le bâtiment n'avait pas, à notre avis, en raison de la qualité défectueuse du béton mis en œuvre et de la méthode de calcul par trop favorable, le degré de résistance qu'on doit exiger d'une construction de la solidité absolue de laquelle dépendent des vies humaines. Toutefois il n'est guère possible de démontrer que l'immeuble devait s'écrouler pour cela. Nous estimons, au contraire, qu'il est plus probable que la bâtisse existerait encore aujourd'hui, sans apparence de danger, s'il n'était venu s'ajouter une nouvelle circonstance, car ni le travail du fer ni celui du béton n'atteignent une limite qui, vu la

qualité médiocre de ce dernier, aurait amené nécessairement une rupture.

Ainsi que cela a été exposé antérieurement, on a enlevé le jour de l'effondrement quelques étais, trop prématurément, sous les poutres 3 et 4 de la couverture du rez-de-chaussée. Les experts sont d'avis que l'écroulement doit être attribué à cette mesure principalement. Les calculs qui suivent doivent appuyer notre opinion.

Les sommiers 3 et 4, situés au-dessus du rez-de-chaussée, avaient 56 cm. de largeur et 40 cm. de hauteur, hourdis compris. Ces poutres avaient été projetées 12 cm. plus hautes au bureau de M. Hennebique et comme poutres-jumelles. La Société bâloise de constructions modifia la section parce qu'avec une hauteur de poutre de 52 cm. la hauteur libre du rez-de-chaussée aurait été par trop réduite. Quoiqu'il en soit, cette modification a peu d'influence sur les calculs et considérations qui suivent.

Les sommiers 3 et 4 étaient armés chacun de huit barres de 11 mm., dont quatre étaient placées horizontalement et quatre cintrées vers le haut, du côté des appuis, comme d'habitude. Les abouts des barres étaient terminés en forme de crochets et chevauchaient les uns sur les autres, de 55 à 60 cm., dessus et dessous, au droit de la jonction des deux poutres, d'après le dessin qui nous fut fourni par la Société bâloise de constructions. Le fait que la poutre avait à supporter en cet endroit des moments fléchissants négatifs, contre lesquels elle était insuffisamment armée, n'est pas à prendre en considération dans cet examen et ne saurait, même envisagé à un autre point de vue, être assimilé à un défaut, parce que le pilier qui soutenait cette portée devait recevoir un grand porte-à-faux et que les poutres avaient été calculées comme n'étant que légèrement encastrees.

La jonction des sommiers 3 et 4 devait s'appuyer sur un pilier maçonné. La poutre fut soutenue provisoirement, à gauche et à droite, par des étais en bois. Mais ces étais étaient gênants pour l'exécution des maçonneries du pilier ; ils furent enlevés en partie et remplacés par un court étau de 10 cm. de diamètre environ qui s'appuyait sur le pilier à moitié maçonné. On continua à monter la maçonnerie du pilier, à section très réduite, pour autant que l'étau le permettait. Au dire des témoins le pilier doit avoir été prolongé jusqu'au sommier. L'écroulement se produisit approximativement une heure après l'enlèvement des étais.

La colonne carrée B du premier étage se trouvait déjà au-dessus de l'endroit en question. Cette colonne portait tout d'abord les sommiers 5, 6 et 7 de la couverture placée sur le premier étage et l'étau en bois qui se trouvait au second étage. Il n'est pas possible de dire avec certitude quelles étaient les autres charges qui reposaient encore sur la colonne B. Il est évident que le poids total de la couverture repose sur le palançon et sur les étau en bois aussi longtemps que le béton est encore frais. Cet état subsiste même lorsque le béton durcit peu à peu. Ce n'est que lorsque les étais sont enlevés, ou lorsqu'il se produit de légers tassements, que la couverture commence réellement à travailler.

Comme les étages supérieurs étaient encore sur cintre le jour de l'effondrement il est à supposer que la colonne B portait toutes les couvertures y compris les cintres et les étais.

En se basant sur cette hypothèse on arrive à une charge totale de 40,4 tonnes. Mais cette hypothèse nous conduirait trop loin. En effet, en décintrant le premier étage, les couvertures des étages supérieurs commencèrent à porter leur poids propre, en partie du moins, et lorsque le sommier 3-4 commença,

lui aussi, à céder, la colonne B fut soulagée encore davantage. Nous estimons dès lors qu'il est plus exact de ne placer à la base de nos calculs subséquents que la charge qui reposait sûrement sur la colonne B au moment de l'effondrement.

La surface du plancher que la colonne B devait supporter peut être regardée, avec une approximation suffisante, comme semblable à un rectangle de 5<sup>m</sup>,7 de longueur sur 2<sup>m</sup>,9 de largeur.

Les bois de cintre et d'étalement pèsent environ 120 kg. par m<sup>2</sup>. D'où il résulte que la charge du linteau 3-4 devient : Couverture au-dessus du 1<sup>er</sup> étage, de 11 cm.

d'épaisseur moyenne: $5.7 \times 2.9 \times 0.11 \times 2.5$	= tonnes	4.5
Sommiers 5-7 environ . . . . .	= »	1.6
Bois des cintres et étais du deuxième étage		
$5.7 \times 2.9 \times 0.12$ . . . . .	= »	2.0
Poids de la colonne B: $0.5 \times 0.35 \times 3.9 \times 2.5$	= »	1.7
Couverture au-dessus du rez-de-chaussée, de 14 cm. d'épaisseur moyenne: $5.7 \times 2.9$		
$\times 0.14 \times 2.5$ . . . . .	= »	5.8
Sommiers. . . . .	= »	1.4
Poids total: = tonnes		17.0

Or le linteau 3-4 n'était absolument pas en état de résister à cette charge sans étais ou colonnes pour le soutenir. Il avait une portée de 4<sup>m</sup>,82. L'axe de la colonne B était distant des appuis de 2<sup>m</sup>,51, respectivement 2<sup>m</sup>,31. Il y avait quatre barres de fer de 11 mm. de diamètre à la partie inférieure de ce linteau, qui chevauchaient de 55-60 cm. au point de jonction. Si l'on suppose, ce qui ne pouvait guère être le cas, que la longueur de ce dépassement suffit pour faire travailler les barres, on arrive aux résultats suivants :

$$\text{Moment fléchis. } M = \frac{17.0 \times 2.51 \times 2.31}{4.82} = 20.4 \text{ m. t.} = 2040 \text{ cm. t.}$$

La poutre avait à l'endroit dangereux la section ci-dessus (fig. 5). Nous admettons que la résultante de la compression agit en D, soit au milieu du hourdis. La distance qui sépare dès lors les centres des efforts de compression et d'extension devient :

$$40 - 7 - 3 = 30 \text{ cm.}$$

et par conséquent l'effort d'extension dans le fer :

$$Z = \frac{2040}{30} = 68 \text{ t.}$$

La section des fers était de :

$$F = 4 \times \frac{\pi \times 1.1^2}{4} = 3.8 \text{ cm}^2.$$

c'est-à-dire que le travail du fer était :

$$\frac{Z}{F} = \frac{68}{3.8} = 18 \text{ t. p. cm}^2.$$

Si on néglige le fer et si on calcule l'effort d'extension qui devait se produire dans ce cas dans le béton, on trouve environ 90 kg. par centimètre carré.

Comme la rupture du fer se produit déjà pour un travail de 3<sup>1</sup>/<sub>2</sub> à 4 tonnes et que le béton ne saurait résister à la traction qu'à 20 ou 30 kg., dans le cas le plus favorable, il est clair que le sommier ne pouvait absolument pas porter la charge B. Il résulte de la déposition des témoins que l'un des étais primitifs se trouvait encore sous le sommier, ainsi que le petit étalement posé peu de temps avant l'écroulement. Ce dernier était légèrement incliné et soutenait le sommier suivant l'une de ses arrêtes seulement. En admettant que le diamètre du gros étai fût de 12 cm. et celui de l'étalement de 10 cm. on trouve que ces deux pièces de bois travaillaient à la compression à raison de

$$\frac{17.0}{113 + 79} = 88 \text{ kg. par cm}^2.$$

en supposant que les efforts de compression étaient centrés. On peut admettre comme certain que tel n'était point le cas. Puis venait le danger du flambage. Les étais pouvaient à la rigueur retarder la rupture, pendant un certain temps, mais ils ne pouvaient pas l'empêcher.

Il nous reste encore à examiner le pilier en briques prolongé vers le haut avec une section très réduite. D'après le croquis tracé par deux témoins ce pilier devait avoir à sa partie supérieure une section d'environ  $\frac{1}{10}$  de m<sup>2</sup> et, d'après la description de M. Linder, du 26 septembre, une section d'environ  $\frac{1}{3}$  de m<sup>2</sup>. En maçonnerie régulière et mortier ferme il aurait peut-être été capable de supporter un poids de 17 tonnes. Mais la maçonnerie était pourvue d'arrachements en vue de sa liaison future, et le mortier de chaux était complètement frais et tendre. Il suffisait d'une petite cause secondaire pour écraser l'étai en bois, faire refluer le mortier et amener cette étroite murette à fléchir.

Enfin si nous ajoutons que le sommier 3-4 était déjà fissuré dans sa surface inférieure, ainsi que cela a été attesté par plusieurs ouvriers, nos remarques nous amèneront à conclure que l'effondrement de la bâtisse a commencé par se produire en cet endroit gravement affaibli.

La poutre 3-4 une fois détruite il fallait nécessairement que les plafonds au-dessus du rez-de-chaussée, et au-dessus du premier étage, s'écroulassent sur une étendue d'environ 11 m. sur 5<sup>1</sup>/<sub>2</sub> m. La couverture de la cave fut emportée par la chute des parties supérieures.

Il est possible d'expliquer, de même, pourquoi les autres portions de la construction, les étages supérieurs et les deux tiers de la partie occidentale de l'édifice ont suivi le mouvement. Nous calculons à cet effet la pression qui s'exerçait sur la colonne orientale A du premier étage, à section circulaire, au moment de l'effondrement, colonne que nous avons trouvée trop faible précédemment déjà.

Il y avait sur cette colonne, à chacun des quatre étages supérieurs, deux piliers rectangulaires A. Le pilier postérieur portait une surface de 6.8 sur 3.2 m., le pilier antérieur une surface de 5.5 sur 3.2 m. Les quatre couvertures supérieures avaient une épaisseur moyenne de 8.4 cm. Leur poids était donc, en ce qui concerne le pilier postérieur A :

$6.8 \times 3.2 \times 4 \times 0.084 \times 2.5$ . . . . .	= tonnes	18.2
A ajouter : le poids des sommiers et colonnes, approximativement . . . . .	= »	6.0
et celui des bois d'étalement =		
$6.8 \times 3.2 \times 0.12 \times 4$ . . . . .	= »	10.4
Ensemble : = tonnes		34.6

On trouve de même pour le pilier antérieur : = tonnes 29.2

La colonne circulaire A supportait une composante de cette charge de :

$$\frac{34.6 \times 4.8}{6.55} + 29.2 . . . . . = \text{tonnes } 54.5$$

A ajouter : le poids de la couverture au-dessus du 1<sup>er</sup> étage :  $5.7 \times 5.2 \times 0.14 \times 2.5$  = » 10.4

Le poids des sommiers correspondants, environ . . . . . = » 2.6

Et le poids propre de la colonne :

$$\pi \times 0.20^2 \times 4.9 \times 2.5 . . . . . = \text{» } 1.3$$

Charge totale : = tonnes 68.8

La colonne A avait un diamètre de 40 cm. et était armée de



quatre barres en fer de 25 mm. La section transversale était dès lors de 1256 et, si, l'on ajoute la section des fers décuplée, de 1456 cm<sup>2</sup>. L'effort de compression par cm<sup>2</sup> ressortait donc à 47 kg. Aussi longtemps que les couvertures contigües restaient intactes l'effort était approximativement centré. Mais après que l'écroutement eût commencé à se produire il en résulta pour le pilier A des charges partielles et des moments fléchissants qui augmentèrent le travail d'une manière importante. Il est d'ailleurs fort possible, même probable, qu'après l'écroutement du pilier B et de la couverture avoisinante certaines barres de fer se détachèrent au droit de la colonne circulaire A et sapèrent ainsi la colonne.

Si on tient compte encore que la chute du pilier B devait nécessairement entraîner après elle des ébranlements violents, et que les essais des matériaux, pour le béton des piliers, avaient donné une résistance à l'écrasement de 100 kg. par cm<sup>2</sup> à peine, il semble que la rupture de la colonne A était pour ainsi dire inévitable. C'est ce qui décida du sort de la bâtisse. En effet, la colonne A ayant perdu son équilibre, il fallait que les autres colonnes et les couvertures suivissent le mouvement les unes après les autres en se précipitant dans le vide.

Les murs d'enceinte de la maison étaient solidement reliés aux couvertures par les extrémités des barres de fer ancrées dans ces murs. Les deux murs des façades qui étaient ajourés par les nombreuses baies des portes et fenêtres, et qui étaient intimement reliés à la construction Hennebique, furent emportés par l'écroutement des planchers. Les deux murs mitoyens latéraux, par contre, formaient des cloisons fermées et résistèrent parce que les hourdis seulement y pénétraient et sur une faible profondeur; ce ne fut qu'en certains endroits, isolés, que les barres de fer, bien ancrées, arrachèrent la moitié de ces murs.

On peut, en terminant, soulever la question de savoir si l'effondrement total de l'édifice n'aurait pas eu lieu, et si la catastrophe se serait limitée au pilier B et aux couvertures avoisinantes; au cas où les matériaux auraient été de meilleure qualité et les calculs des dimensions plus exacts.

Il n'est guère possible de répondre à cette question d'une manière sûre. Nous estimons qu'il est probable que, dans ce cas, l'effondrement aurait pris des proportions plus réduites. Quant à la question de déterminer l'étendue de cet effondrement et les parties de l'édifice qui auraient pu être sauvées, elle rentre dans le domaine des hypothèses.

E. B.

### Concours de plans pour le nouveau collège de la Tour-de-Peilz.

Le *Bulletin* a déjà donné dans son numéro du 5 juillet 1902 les résultats de ce concours, nous reproduisons ici les principales critiques des projets présentés, telles que les exprime le « *Rapport du jury* ».

Les projets sont classés par ordre d'éliminations successives.

**Zéro.** (Devise). — Mauvaise disposition du plan, les corridors sont mal éclairés. L'appartement du concierge est trop important, occupe la meilleure place au Midi. Pour la variante les mêmes défauts sont à signaler. Façade insuffisante.

**Plan général.** — Emplacement défectueux du bâtiment et des grandes salles.

**Pléiades.** — Salle de conférence mal placée, coupant en deux le bâtiment. Escaliers trop étroits. Classes au N.-O. mal orientées. Salle de gymnastique au sous-sol n'est pas à conseiller. Les dimensions du bâtiment laissent peu de surface pour le préau. Façades agréables quoique un peu ternes.

**Feuille de Trèfle,** dessinée. — Projet beaucoup trop monu-

mental. L'appartement du concierge au Midi n'est pas à sa place et trop important. Les dimensions du bâtiment laissent peu de surface pour le préau et l'emplacement du dit est défectueux. Coût de la construction trop élevé.

**Pour toujours.** — Classes mal disposées, trop petites. Corridors obscurs. Au rez-de-chaussée, le préau et le corridor font double emploi. La façade se présente assez bien.

**Top.** — Entrée encombrée trop étroite. L'appartement du concierge occupe la plus belle place du bâtiment. Il est donné trop de développement au plan du sous-sol. Façade trop monumentale, projet trop important et ne rentrant pas dans l'esprit du programme.

**Il n'y a pas de devise.** — Projet peu étudié, ne supportant pas l'examen. Inexécutable et ne répond pas au programme.

**Pestalozzi.** — Projet trop important. Corridors divisés en deux, dégagements inutiles et mal éclairés. Salle des réunions mal placée. Classes au N.-O. mal orientées. Emplacement du bâtiment défectueux, laissant tout le préau au Nord. Façade sans caractère.

**Lux.** — Salles de réunions et de gymnastique, mal proportionnées. L'appartement du concierge occupe la plus belle partie du bâtiment et le coupe en deux. Façades trop chargées n'ayant pas le caractère d'un bâtiment d'école, avec un trop grand développement.

**L'Ecolier.** — Le plan n'est pas sérieusement étudié. Les corridors sont obscurs. Il y a luxe d'escaliers, au nombre de trois. Salle de réunions placée au premier étage, mal proportionnée, ne répondant pas au programme. La façade n'a pas le cachet d'un bâtiment d'école.

**Jaman 2.** — Les classes sont trop carrées. L'appartement du concierge mal placé et disposant d'un trop grand espace. Plan général défectueux avec le préau au Nord. Façades passables. Projet trop vaste et trop coûteux.

**Marmaille.** — L'appartement du concierge est mal placé, les W.-C. aussi. Les classes au N.-O. mal orientées. L'entrée de la salle de réunions manque de vestibule. La salle de couture est trop petite et mal éclairée. La variante présente les mêmes défauts. Façade assez bonne, mais les fenêtres du rez-de-chaussée sont trop petites.

**Rosace,** dessinée. — Le programme ne demande pas de salle de théâtre. Mauvaise disposition du plan. Couloirs mal éclairés. W.-C. mal placés. Prisons inutiles dans les étages. Salles pour régents pas demandées. Façade de château et de théâtre ne convenant pas pour une école. Projet bien présenté.

**Chamby.** — La salle de réunions n'a pas d'accès depuis l'extérieur. Les classes au N.-O. mal orientées. La variante est préférable donnant cependant un trop grand développement à la façade. Plan général ne donnant pas une place suffisante au préau. Façade assez bonne.

**E.** — Plan du rez-de-chaussée mal composé, peu pratique et trop étendu. L'appartement du concierge trop important. Les annexes au Nord s'adaptent mal avec le reste du bâtiment. W.-C. insuffisants. Vestibule d'entrée avec l'escalier, trop étroit, manque d'air. Façade bonne, accusant bien la grande salle.

**X.** — L'entrée placée au Nord est défectueuse. Les classes situées au N.-O. sont mal orientées. Les salles pour maîtres et maitresses ne sont pas demandées. La salle de couture est beaucoup trop vaste. La façade est assez bien étudiée.

**Jaman.** — Le projet A est inadmissible, les corridors sont mal éclairés et mal ventilés. Le projet B est supérieur au projet A. La salle de gymnastique et le préau couvert sont bien disposés. Le plan est bon, sauf pour les classes situées au N.-O.