# Construction en béton

Autor(en): **[s.n.]**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Ingénieurs et architectes suisses**

Band (Jahr): **107 (1981)**

Heft 23

PDF erstellt am: **28.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-74370

**Nutzungsbedingungen**

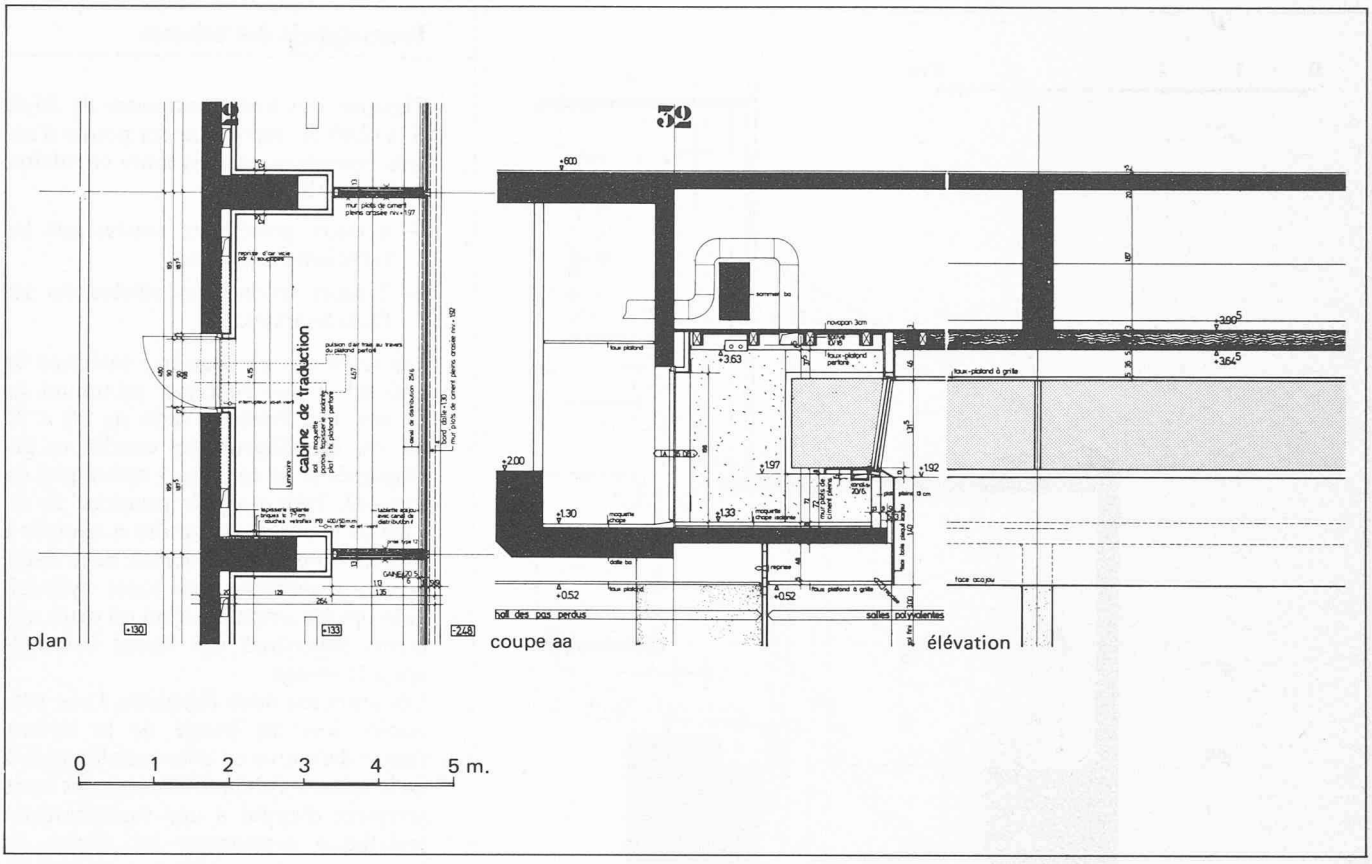
Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

**Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

**http://www.e-periodica.ch**




*Détail d'une cabine d'interprète 1 : 100.*

# Construction en béton

## Fondations

Les fondations du Palais peuvent être réparties en deux catégories: les fondations des dalles des planchers et les fondations des tours supportant la toiture. Une étude géologique et géotechnique des sols a été faite par le bureau Dériaz à la suite d'une série de sondages et de battages au pénétromètre.

Sans entrer dans le détail, on peut mentionner trois types de sol sur la parcelle du Palais des Expositions:

— les formations récentes holocènes, c'est-à-dire le sol végétal, des remblais limono-argileux et des limons très finement sableux mal stratifiés;
— le complexe wurmien constitué de moraine limoneuse à cailloux et de cailloutis morainiques profonds;
— le riss wurmien interglaciaire comprenant du limon sableux, un peu argileux et à cailloux;
— le chattien inférieur constitué de molasse rouge, de molasse altérée et de molasse saine.

Les taux de compression admissibles sur le sol ont été fixés sur la base des essais géotechniques, soit 1,70 kg/cm$^2$ sur la moraine limoneuse altérée et 4,00 kg/cm$^2$ sur la moraine limoneuse très compacte.

Ce choix a permis de limiter:

— le volume des fouilles pour les fondations isolées ou filantes des piliers et murs des dalles;
— la dimension et surtout les tassements des tours qui sont fondées sur la moraine compacte.

## Structures en béton précontraint

Le programme architectural du Palais des Expositions a posé trois problèmes importants pour les structures en béton:

— la dalle au niveau d'exposition;
— la salle polyvalente de 2000 places;
— les tours en béton supportant la toiture.

### Dalle au niveau exposition

Cette dalle d'une superficie de l'ordre de 35 000 m$^2$ doit pouvoir supporter les charges de service, soit une surcharge uniforme de 500 kg/m$^2$, ou la circulation de camions de 18 t, ou une grue de 70 t.

Pour des raisons constructives et d'utilisation des locaux en-dessous du niveau d'exposition, une trame carrée de 9,60 × 9,60 m[1] pour les piliers a été choisie.

Ces conditions de principe posées, il a été décidé de réaliser une dalle pleine de 40 cm d'épaisseur divisée en éléments d'environ 60 × 60 m[1]. Cette dalle est armée avec de l'acier classe III (Box) et partiellement précontrainte avec des monotorons 0,6″ injectés (Stahlton) dans les bandes d'appui.

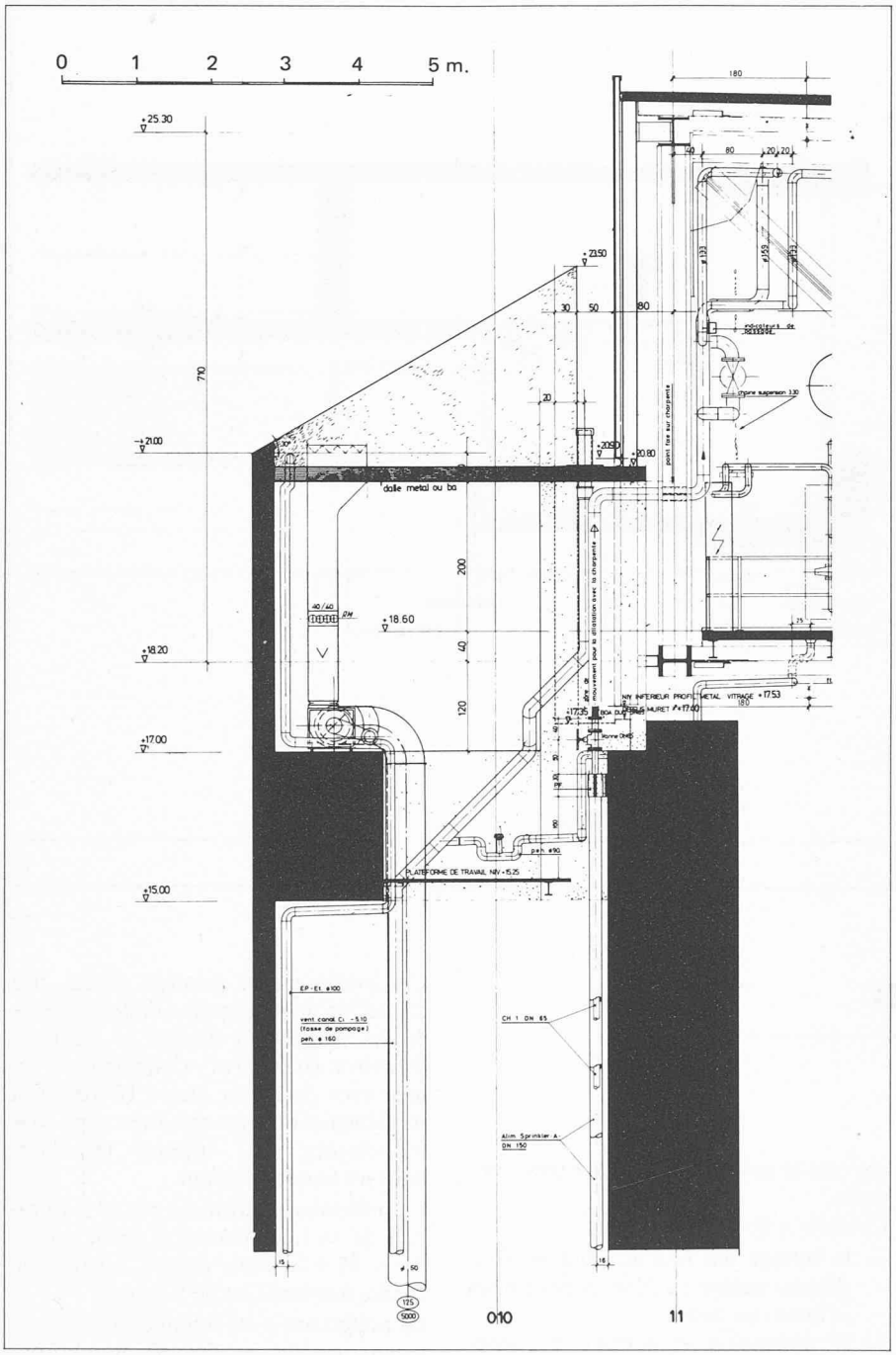
La précontrainte réalisée par 12 à 14 câbles de 18 t par bandes d'appui, équilibre à 95% le poids propre. La précontrainte moyenne est de 5 kg/cm$^2$.

La préférence a été donnée à des monotorons injectés, au lieu de monotorons graissés, pour tenir compte des travaux ultérieurs de transformation et d'équipement.

Les quantités moyennes mises en œuvre sont de 80 kg/m$^3$ d'armatures et de 8 kg/m$^3$ de monotorons.

Ce système constructif est un peu moins cher qu'une dalle en béton armé classique (environ 6 fr./m$^2$) mais présente les avantages suivants:

— son décoffrage peut être exécuté 3 à 5 jours après la mise en tension des câbles. Il s'ensuit une économie appréciable de coffrages dont la rotation plus fréquente permet un meilleur amortissement;
— un gain de temps important de l'ordre de 5 jours par étage de bétonnage de 900 m$^2$;
— la suppression d'étais provisoires durant le durcissement du béton après le décoffrage pour éviter le fluage du béton;




*Tour nº 1, partie haute; coupe 1 : 100.*

— l'assemblage de 4 étapes de bétonnage formant un élément de 3600 m² a réduit de moitié la longueur des joints nécessaires dans une dalle de béton armé;
— le problème du poinçonnement est considérablement réduit grâce à la précontrainte;
— diminution des déformations permanente.

## Salle polyvalente de 2000 places

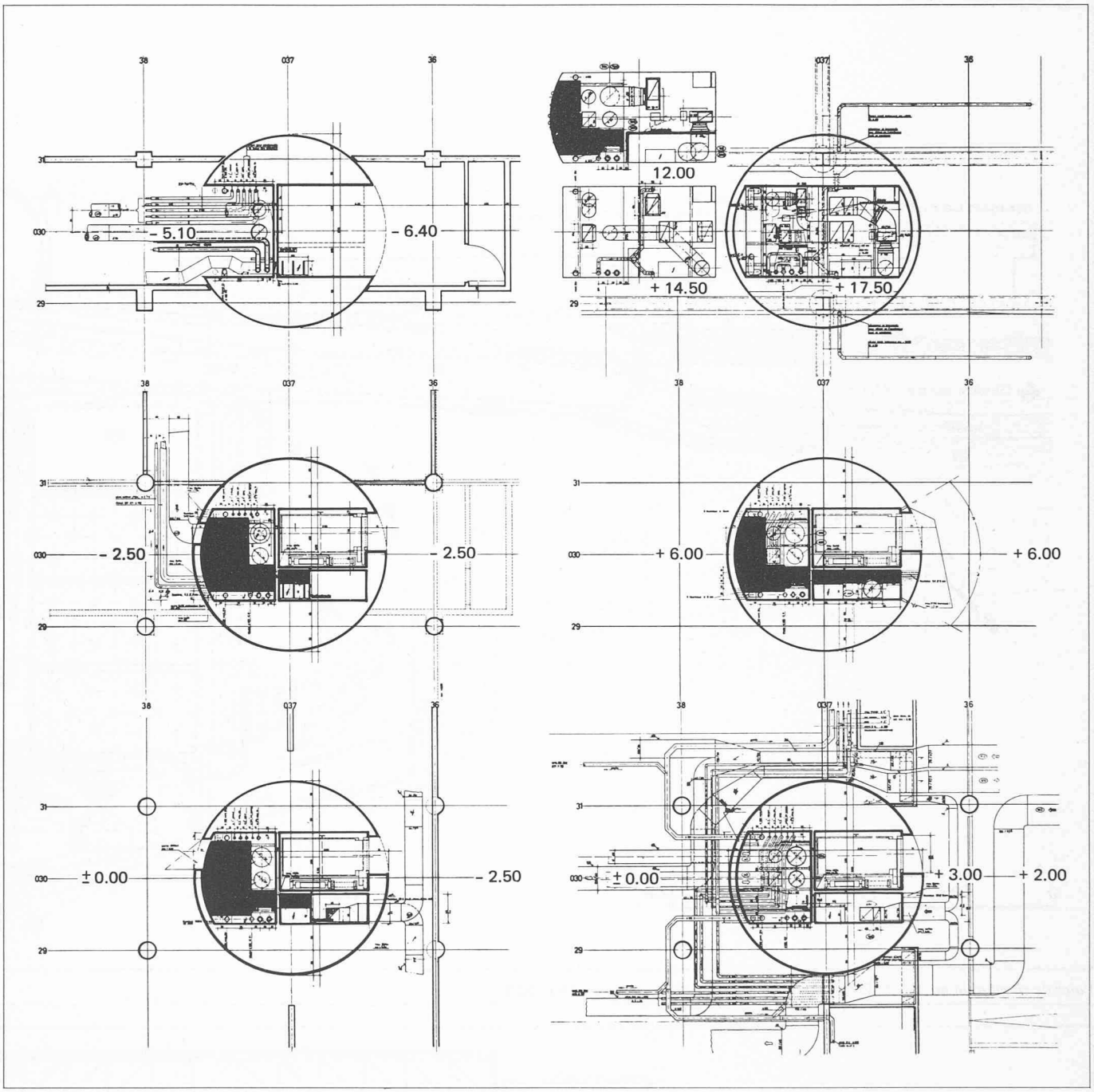
Il s'agit d'une grande salle située sous le niveau d'exposition situé à + 6,00 m.
Les dimensions entre porteurs sont de 38,40 m¹ sur 67,20 m¹. La toiture de cette salle qui doit supporter les surcharges d'exposition a été réalisée en béton précontraint. Il s'agit d'une dalle de 20 cm d'épaisseur portée sur 13 poutres simples espacées de 4,80 m et d'une hauteur de 2,50 m. L'épaisseur moyenne de béton rapportée à la surface est de 40 cm.
Les poutres sont exécutées en précontrainte partielle vu l'importance des surcharges par rapport aux charges permanentes. Une contre-flèche vers le bas a été prévue pour compenser les déformations engendrées par la précontrainte.
Chaque poutre est précontrainte à l'aide de 4 câbles BBR de 235 t. La compression moyenne est de l'ordre de 50 kg/cm². Les poutres reposent librement sur des appuis néoprènes «Lastobloc» dimensionnés de façon à absorber les mouvements horizontaux vu la grande superficie de la dalle. Les forces horizontales de séisme sont absorbées par les appuis néoprènes.

## Tours-appuis des toitures

Chacune des trois charpentes de 86,40 × 172,80 m¹ repose sur six points d'appuis constitués par des tours circulaires évidées en béton, soit:

— 4 tours principales situées sur les faces longitudinales;
— 2 tours secondaires situées sur les faces latérales.

Ces tours ont un diamètre extérieur de 6,50 m¹ et une épaisseur minimum de 30 cm, leur hauteur varie de 20 à 30 cm car elle dépend des conditions géologiques et de caniveaux techniques en sous-sol. Pour pouvoir procéder au levage de la toiture construite et équipée à 2,00 m¹ au-dessus du niveau de la dalle, niveau exposition, ces tours cylindriques ont été amputées d'un ou deux segments supérieurs qui furent bétonnés après le levage.
Ces tours ont deux fonctions, l'une provisoire lors du levage de la toiture, l'autre définitive où elles sont les appuis de la toiture. Pendant le levage, les tours servaient d'appui à une superstructure métallique supportant les vérins de levage et ancrée sur la tour par 16 câbles de 90 t.
Une fois la toiture en place, les tours supportent la toiture et reprennent l'ensemble des poussées dues au vent ou au séisme.
Les tours sont fondées sur des radiers en béton armé reposant sur la moraine wurmienne. La contrainte centrée sur le sol est de 40 t/m². Les radiers mesurent 8,00 × 9,00 × 1,20 m¹ pour les tours secondaires et 13,00 × 14,00 × 1,80 m¹ pour les tours principales. Les tours sont complètement indépendantes du bâtiment grâce à un joint et assurent seules la stabilité des charpentes métalliques. Cette disposition a été choisie d'une part pour éviter des différences de tassement entre elles et la dalle d'exposition dont les piliers sont fondés sur le limon argileux-sableux et, d'autre part, pour simplifier la conception des joints de retrait des dalles. Dans la phase définitive, les tours principales supportent les charges verticales de la toiture de façon symétrique, seuls les efforts dus au vent introduisent des forces horizontales.
Leur charge verticale maximum est de 2 fois 1100 t. La répartition judicieuse des points fixes de la toiture a permis d'éviter la cumulation des efforts du vent qui sont de ±500 t dans le sens transversal et de ±380 t dans le sens longitudinal pour chaque halle.
Les tours secondaires portent une charge verticale réduite de 370 t mais ne subissent pas de poussées horizontales dues à la toiture. Pendant le levage des toitures, les tours principales ont été soumises à des charges dissymétriques puisque les charpentes étaient levées les unes après les autres.

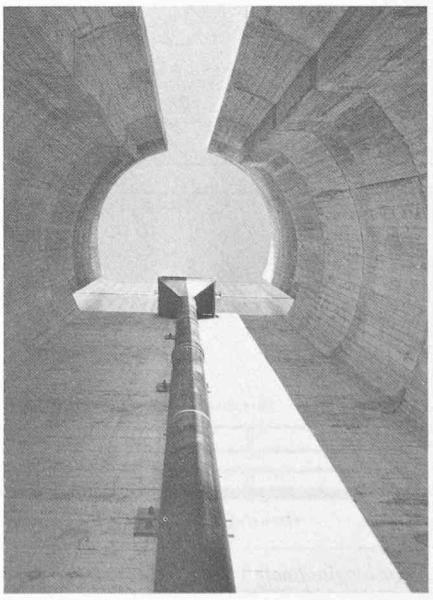



*Tour nº 6, plans à différents niveaux 1 : 200.*

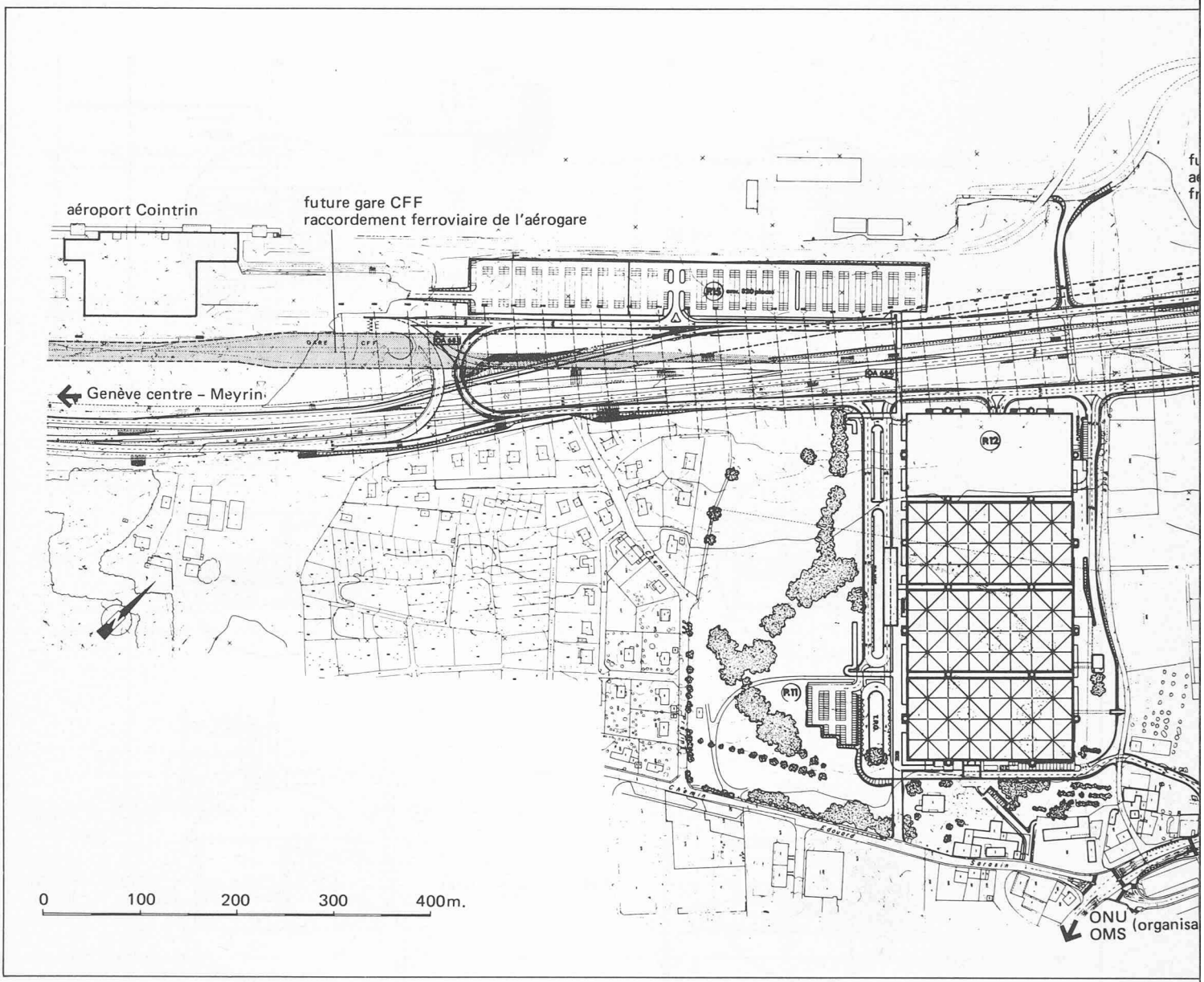
Les câbles d'ancrage des tourelles de levage ont permis de réduire les contraintes de traction dans les sections de béton. Ces dernières ont donc été calculées avec une précontrainte partielle, ce qui a sensiblement diminué les armatures verticales des tours.

La transmission des efforts horizontaux des appareils d'appui au fût de la tour a nécessité la mise en place d'un réseau de câbles de précontrainte diffusant les efforts ponctuels dans l'ensemble de la section des tours. La section totale étant réalisée en plusieurs étapes, les câbles de la ceinture extérieure ont été introduits en dernière étape dans des gaines préalablement incorporées aux éléments de béton.

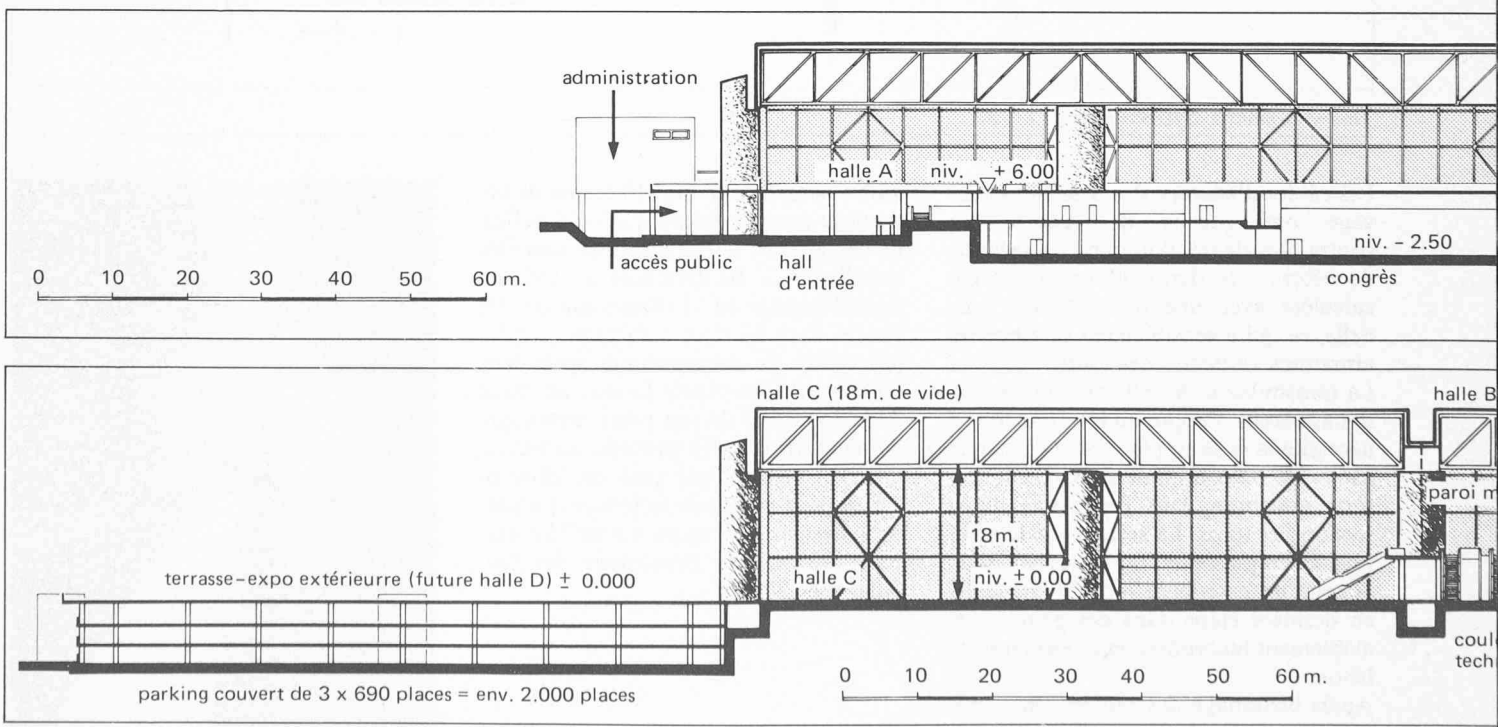
Après bétonnage des radiers, on a exécuté les fûts avec des coffrages grimpants d'une hauteur de 3 m. Chaque tour a nécessité environ 10 étapes de bétonnage pour atteindre le niveau définitif des appuis. La fixation des tourelles métalliques a été effectuée à l'aide de tiges d'ancrage M 52 filetées qui ont été vissées dans les têtes d'ancrage mobiles des câbles de précontrainte après leur mise en tension. Après la mise en place de la toiture et de son pilier métallique de support, il a été procédé au bétonnage du segment qui avait été laissé libre pour le levage de la toiture. La partie supérieure des tours n'a pu être exécutée qu'après le démontage des tourelles métalliques.



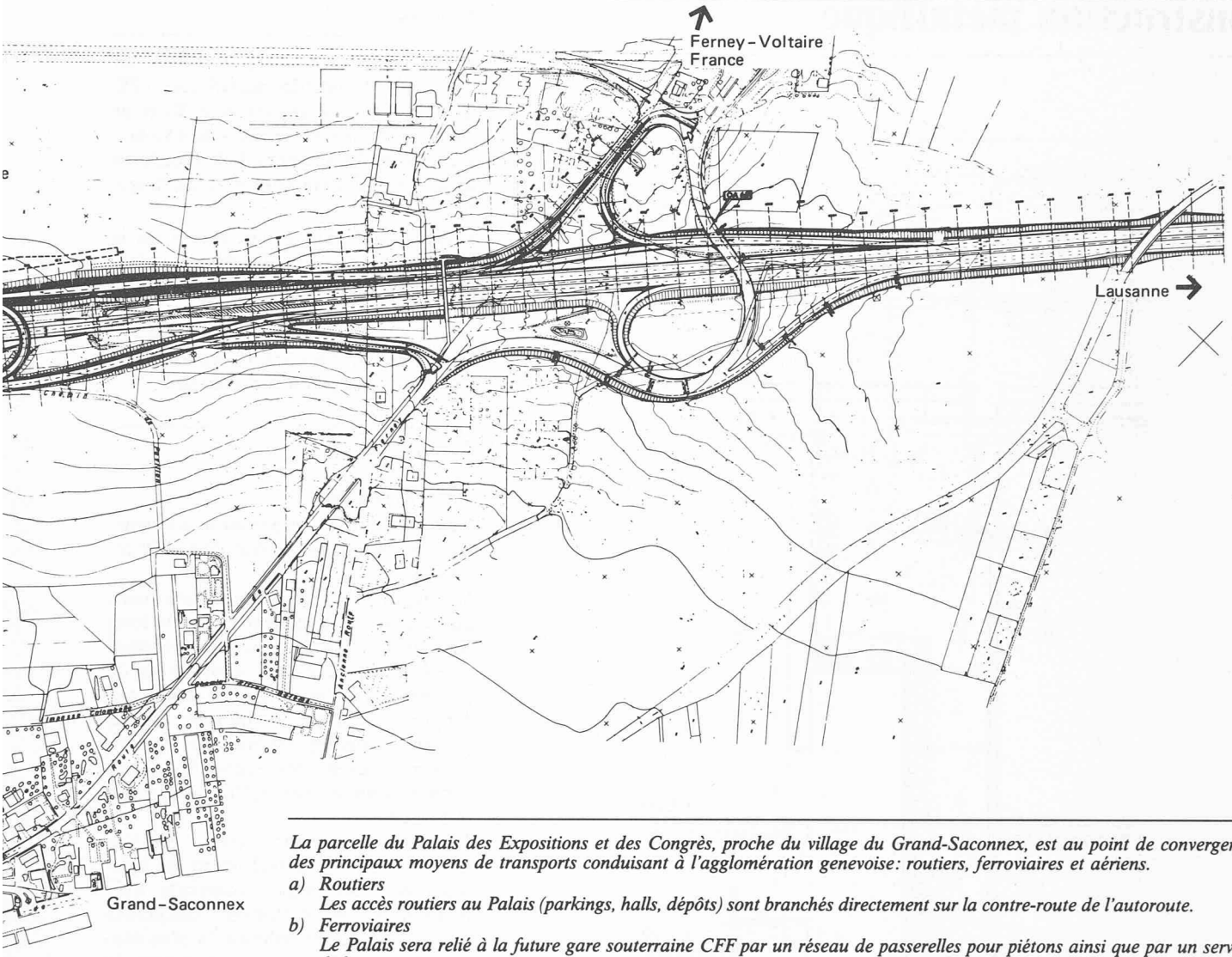
*Vue intérieure d'une des tours latérales.*




*Voies de circulation autour du Palais des Expositions et des Congrès: plan 1 : 6250.*




*Coupe longitudinale 1 : 1000 selon l'axe de la poste et de la salle de congrès.*

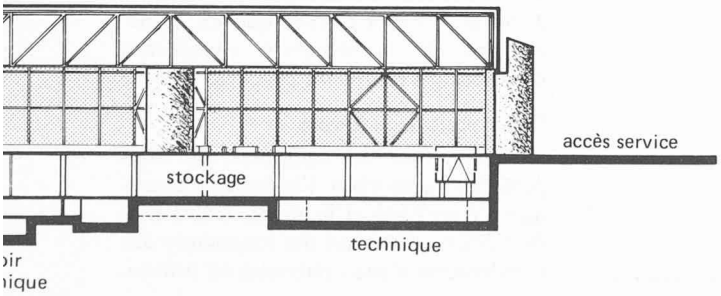



*La parcelle du Palais des Expositions et des Congrès, proche du village du Grand-Saconnex, est au point de convergence des principaux moyens de transports conduisant à l'agglomération genevoise: routiers, ferroviaires et aériens.*

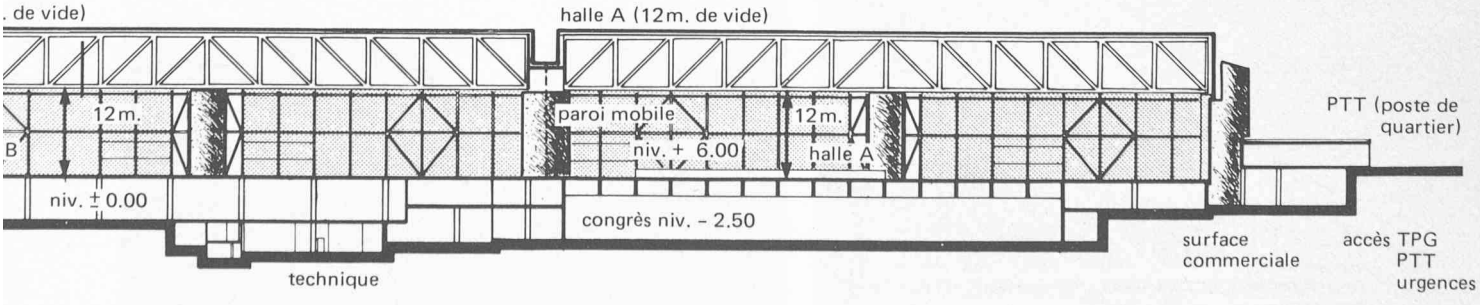
*a) Routiers*
*Les accès routiers au Palais (parkings, halls, dépôts) sont branchés directement sur la contre-route de l'autoroute.*

*b) Ferroviaires*
*Le Palais sera relié à la future gare souterraine CFF par un réseau de passerelles pour piétons ainsi que par un service de bus.*

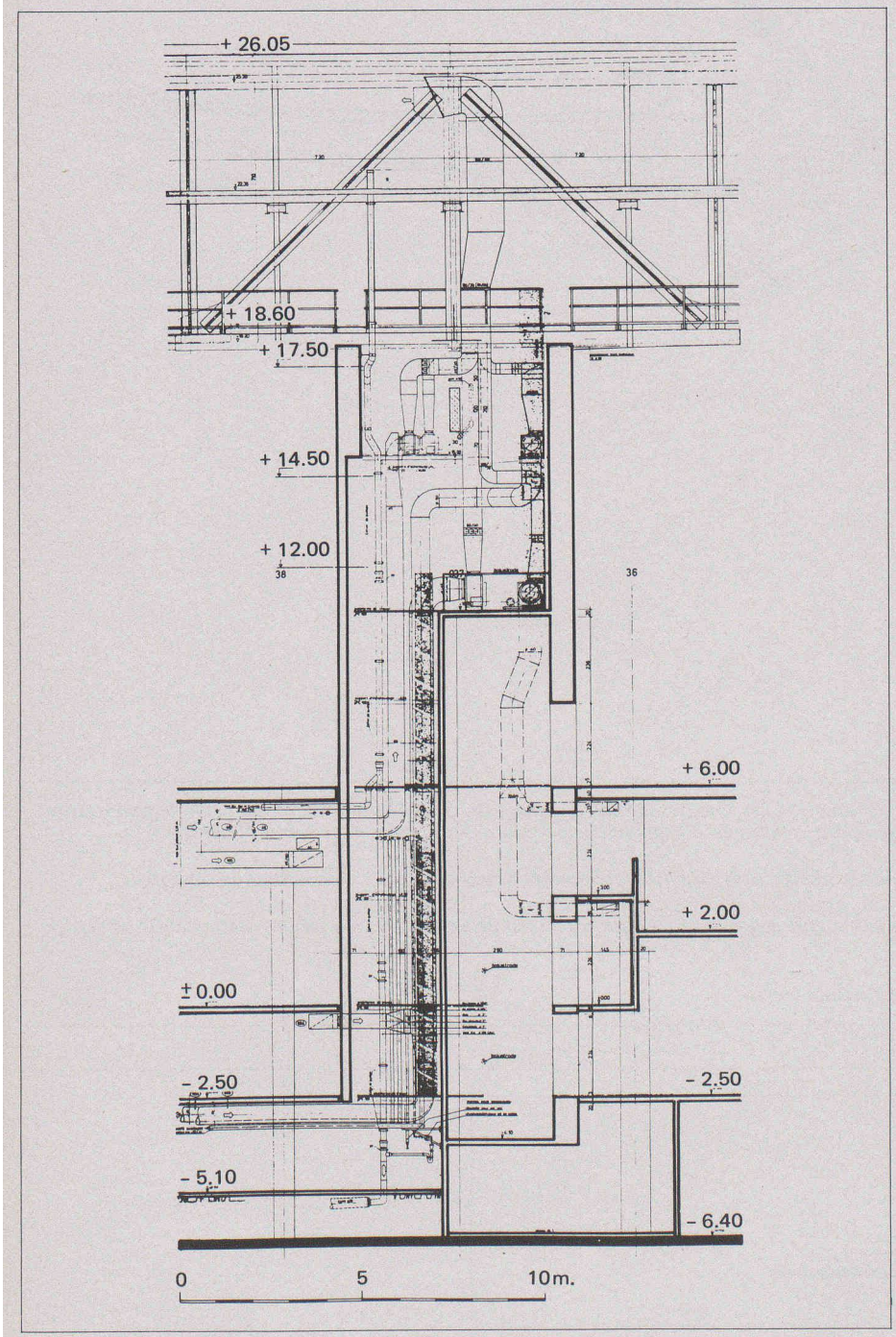
*c) Aériens*
*Le Palais sera relié par les mêmes moyens.*




*Coupe transversale 1 : 1000 selon l'axe de la halle A (ci-contre).*



# Construction métallique




*Tour nº 6, coupe 1 : 200.*

## Façades

Les éléments de façades sont fixés sur un réseau de profilés métalliques IPE, haut de 12,00 m[1] (halles A et B) et de 18,00 m[1] (halle C) et espacés de 4,80 m[1]. La stabilité dans le plan de la façade est assurée par des entretoises et des diagonales.

L'appui supérieur de ces cadres est la membrure inférieure des poutres triangulées de la toiture. Un dispositif spécial d'appui permet les mouvements horizontal et vertical des poutres de la toiture, tout en assurant la transmission des efforts horizontaux dus au vent.

## Toiture

Système statique

Le projet initial comportait la construction de deux halles carrées de 172,80 m[1] de côté.

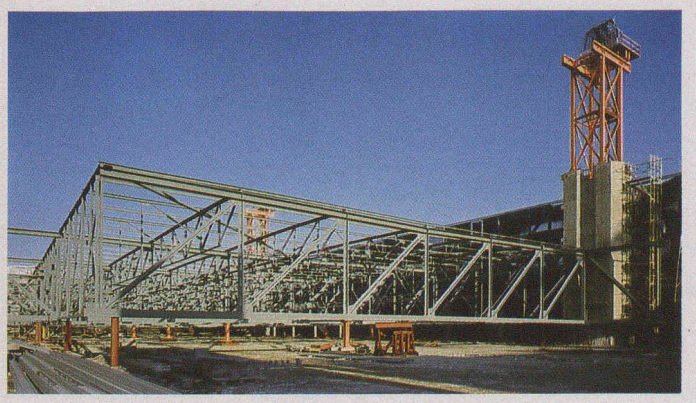
Les appuis de la charpente d'une halle, au nombre de 8, étaient placés le long des côtés. Le système porteur principal intérieur était constitué d'une grille de poutres triangulées orientées à 45° par rapport aux côtés, s'appuyant sur les poutres triangulées de bord. Ce dispositif s'était révélé très économique, par rapport à un système orthogonal parallèle aux bords.

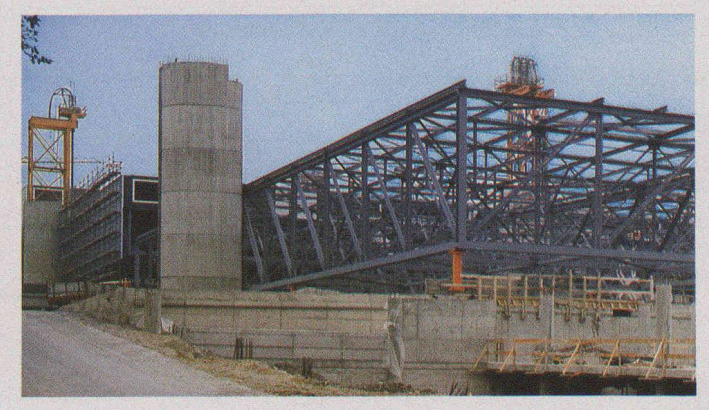
La solution définitivement retenue, compte tenu de la réalisation du bâtiment en deux étapes, comporte trois halles de 172,80 × 86,40 m[1]. Les études ont montré que la solution la plus économique est de réaliser un réseau de poutres principales triangulées disposées perpendiculairement aux longs côtés.

Pour assurer un bon monolithisme de la structure, ces poutres sont stabilisées par des entretoises triangulées, espacées de 21,60 m[1]. Il faut relever que les déformations de la structure engendrent d'importants efforts du 2e ordre.

### Description de la toiture

La couverture est composée de tôles profilées supportant l'isolation thermique, l'étanchéité et la neige. Une pente de 1,5% en direction des naissances des écoulements d'eaux pluviales est prévue.





*Construction métallique: la charpente en cours de montage.*

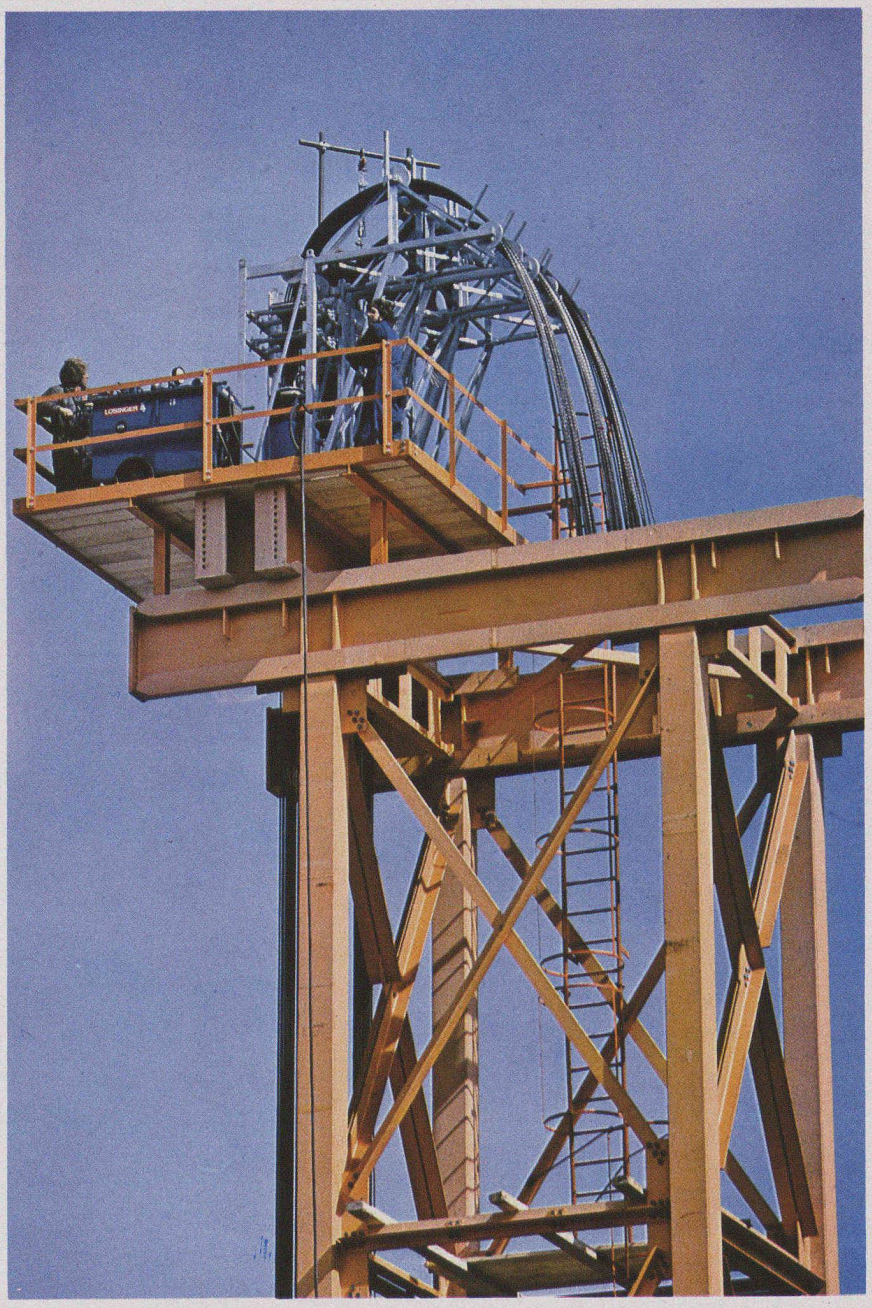
Un réseau de pannes, espacées de 3,60 m[1], supporte la couverture et s'appuie sur des poutres triangulées secondaires, espacées de 7,20 m[1] (module) et longues de 21,60 m[1].
Le système porteur principal comprend par halle 9 poutres triangulées transversales d'une longueur de 86,40 m[1] et espacées de 21,60 m[1]. La hauteur des sept poutres transversales intérieures varie de 6,54 à 6,90 m[1], afin de réaliser la pente nécessaire pour l'écoulement des eaux pluviales. Ces sept poutres s'appuyent sur les deux poutres triangulées longitudinales, placées le long des côtés et d'une longueur de 174,80 m. Chacune des deux poutres transversales extérieures (façade) de 7,00 m de hauteur, repose sur une tour en béton.
Chaque poutre longitudinale, de 7,10 m de hauteur, repose sur deux tours en béton, espacées de 86,40 m.
Les contreventements horizontaux sont placés périphériquement dans les plans inférieur et supérieur de la charpente. Ils assurent la stabilité générale de la structure.
Les efforts horizontaux, dus à la pression du vent ou aux séismes, sont absorbés par les tours en béton, hautes de 20 ou 25 m suivant le niveau des sous-sols.
La répartition des 6 tours porteuses supportant la toiture d'une halle permet de limiter les déplacements verticaux maximum des poutres de façade à ±10 cm, sous l'effet de la neige et du vent.

**Fabrication**

Les profilés composant la charpente sont des profilés laminés du type HD pour les membrures des poutres transversales et longitudinales; HEA, HEB et IPE pour les membrures des poutres secondaires et les pannes. Les montants et les diagonales sont composés de fers cornières.
La qualité des aciers correspond à la classe Ac 36/52. La fabrication a été réalisée dans les ateliers du consortium d'entreprises.

**Montage**

Le montage a été réalisé sur un réseau d'étais disposés à 2,00 m[1] du sol de chaque halle. Les contreflèches prises en considération pour le montage de la charpente ont été choisies pour compenser les déformations verticales sous l'effet du poids de la charpente, de la couverture, des façades et des équipements techniques. Les membrures des poutres transversales et longitudinales ont été assemblées par soudure, les montants et les diagonales au moyen de boulons HR.
Le montage de la charpente d'une halle étant terminé, cette dernière a été levée de 50 cm et posée sur des appuis, provisoirement fixés à la base des tours en béton. La déformation verticale, sous son propre poids, était obtenu à ce stade de construction.



*Tourelle de levage avec plateforme pour les vérins.* (Photo Zschokke)

Il a été possible ainsi de procéder à hauteur réduite à la mise en place des tôles profilées de toiture, de l'isolation thermique et de l'étanchéité, ainsi que des bardages et des vitrages de la façade de la charpente. Les entreprises de second œuvre chargées de l'équipement des locaux de ventilation, des gaines de ventilation, du réseau des écoulements d'eaux pluviales, du câblage électrique, du réseau Sprinkler, de l'éclairage, de la sonorisation, etc., ont procédé à leurs travaux en utilisant de petits élévateurs.

**Déformation**

Les déformations de la toiture sont importantes à cause des dimensions des halles et des flèches qui provoquent des allongements thermiques. Les façades fixées au sol ont des déformations très différentes des membrures intérieures des charpentes sur lesquelles elles s'appuyent librement.
Le tableau 1 donne quelques déformations calculées ou mesurées sur place lors du premier levage sous le poids propre et les tôles de couverture.

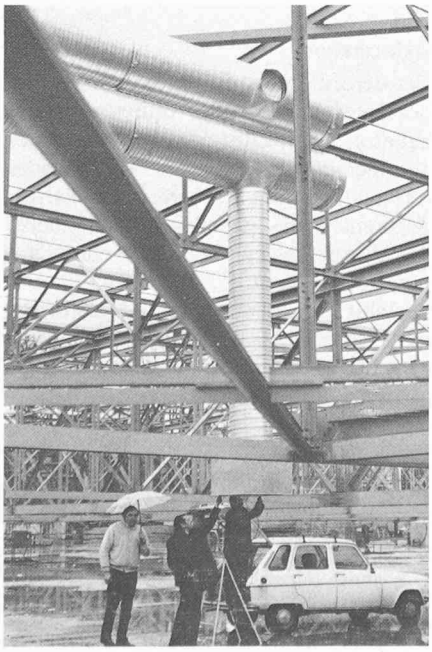
| Déformation | Point | Poids mort | Neige | 1er levage | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | calculé | mesuré |
| Flèche | angle charpente | 95 mm | 30 mm | 45 mm | 40 mm |
| Flèche | centre portée de rive | 115 mm | 85 mm | | |
| Flèche | centre poutre entre appuis | 135 mm | 105 mm | 80 mm | 72 mm |
| Flèche | centre poutre centrale | 225 mm | 190 mm | | |

| Angles du bâtiment | Le plus proche | Le plus éloigné |
|---|---|---|
| Sur le côté appui fixe | 13 mm | 39 mm |
| Sur le côté appuis mobiles | 13 mm | 39 mm |
| Sur façades latérales | 0 mm | 26 mm |

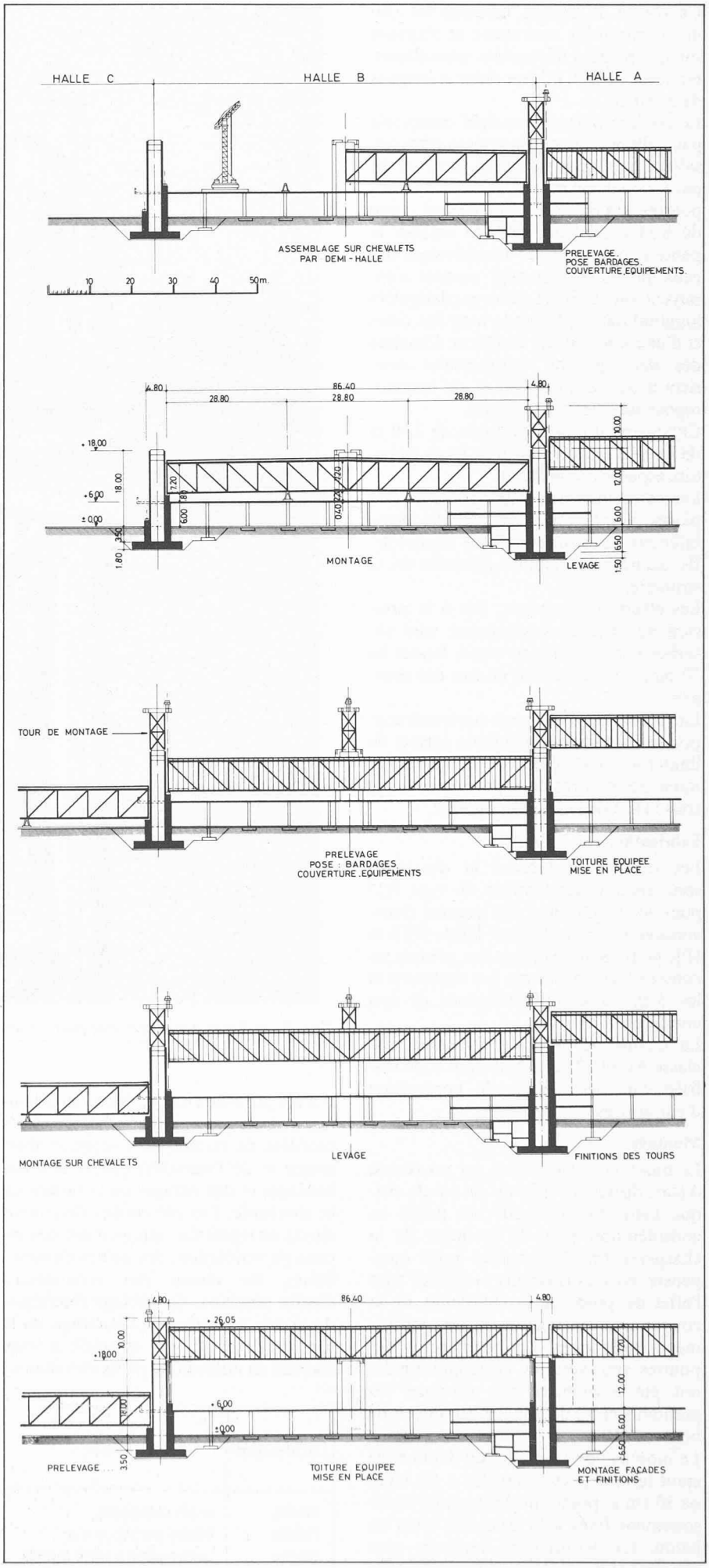
Les allongements et raccourcissements de la toiture sont présentés dans le tableau 2 en admettant une température de montage de 15°, ce qui fut le cas pour les 3 halles.
Les angles de la façade longitudinale opposée à l'appui fixe ont donc des déplacements résultant de 29 mm ou 47 mm.
Les angles des façades ont donc été réalisés avec un dispositif spécial pour tolérer ces déformations.

**Levage**

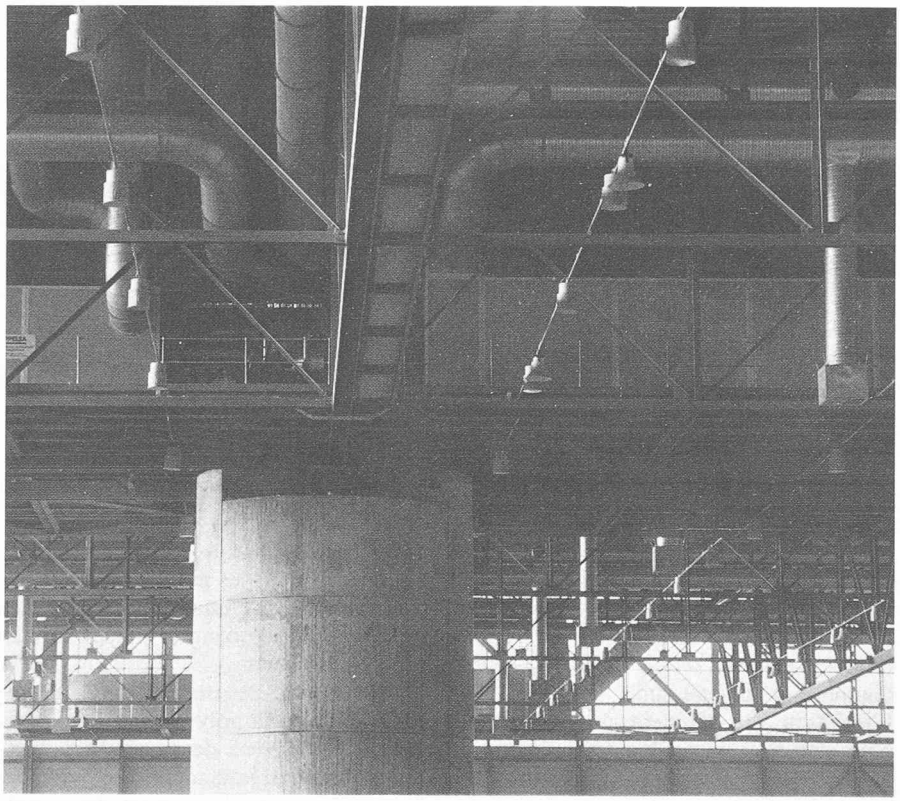
Les tours en béton qui supportent les charpentes de la toiture des halles ont été exécutées en 2 étapes. En première étape, la section horizontale est réduite à 4,00 m[1] de large: en fait, au lieu d'être rondes, les tours ont un ou deux côtés « plats » tournés vers l'intérieur du bâtiment, ceci afin de pouvoir lever la charpente métallique entre les tours.
Des tourelles métalliques ont été placées temporairement au sommet des tours en béton. Un dispositif de vérins a été installé et la charpente tirée vers le haut au moyen de 6 groupes de vérins. Un dispositif de contrôle était prévu pour assurer la synchronisation du levage. Dès que la charpente métallique s'est trouvée à la hauteur voulue, des profilés métalliques ont été scellés contre les tours en béton pour recevoir les appuis fixes ou mobiles de la structure. On procéda



*Montage de l'équipement du toit.*




*Toiture métallique: montage et levage.*



*Charpente entièrement équipée, au droit d'une tour.*

alors au bétonnage de la partie des tours enveloppant les porteurs métalliques. La même opération est répétée pour chacune des 3 charpentes.

### Calculs statiques

Le calcul statique des dalles est réalisé au moyen du programme Strudl utilisant les éléments finis. La charpente métallique de la toiture a été calculée globalement avec le programme Strudl pour systèmes réticulés dans l'espace.
Les flèches dues au poids mort (charpente + tôles de toiture, couverture, équipement technique) ont été compensées par des contreflèches équivalentes lors du montage.
La différence de 10% entre les flèches calculées et mesurées provient probablement de l'effet d'encastrement des barres dans les nœuds.

# Réseau routier

## Réseau routier d'accès

Actuellement la RN 1a en semi-autoroute relie l'aéroport de Cointrin au réseau autoroutier et passe immédiatement au nord-ouest du Palais des Expositions entre les pistes de l'aéroport de Cointrin et le Palais lui-même. C'est cette situation privilégiée qui a été une des raisons du choix de l'emplacement pour la construction du Palais des Expositions et des Congrès. Depuis lors, une nouvelle décision est venue confirmer le bien-fondé de ce choix, c'est le raccordement ferroviaire de l'aérogare de Cointrin à la gare de Cornavin, plaçant ainsi le Palais des Expositions au centre d'un nœud de transport entre les transports aériens, les chemins de fer, les routes nationales et le réseau de routes cantonales.
Le principe retenu de raccordement au réseau autoroutier est celui du giratoire, du même type que celui en service devant l'aérogare de Cointrin. Il a fallu construire deux ponts courbes aux extrémités de ce giratoire, au-dessus de l'autoroute, permettant ainsi une circulation à sens unique dans le sens inverse des aiguilles d'une montre de sorte que tous les branchements sur le réseau autoroutier se fassent sur la droite des voies de circulation.
Compte tenu de la pente générale du terrain en direction du Jura, la construction du giratoire a nécessité la mise en place d'un volume important de remblai. En effet, si les voies du giratoire côté Palais des Expositions ont pu être créées approximativement au niveau du terrain existant de l'autre côté de l'autoroute, il a fallu créer des remblais d'environ 7,00 m[1] de hauteur, permettant de franchir cette artère avec les gabarits d'espace libre requis.
La totalité des matériaux nécessaires à ce travail a été prélevée sur les terrassements du Palais des Expositions. Il s'agit de 60 000 m[3] environ de matériaux.
La superstructure de la chaussée a été réalisée à l'aide de grave stabilisée au ciment. Cette méthode de construction a permis d'économiser d'importants volumes de matériaux graveleux devenant de plus en plus rares dans le Canton de Genève. Elle a permis également de diminuer l'épaisseur des enrobés bitumineux de surface dont le coût a fortement augmenté ces dernières années.
La coupe type de la chaussée se compose donc de grave stabilisée sur 40 cm d'épaisseur, posée en 2 couches de 20 cm, ainsi que d'un revêtement bitumineux de 11 cm d'épaisseur posé également en deux couches.

## Réseau routier autour du Palais

Les accès routiers au Palais des Expositions ont été conçus de manière à séparer les trafics de natures différentes. Ceux-ci sont les suivants:

- véhicules privés se rendant au parking à étages;
- véhicules se rendant au quai d'accueil, pour permettre le déchargement des passagers (visiteurs privés et taxis);
- véhicules des fournisseurs, poids lourds et ravitaillement;
- véhicules des transports publics genevois;
- piétons.

Chacune des catégories de trafic est dirigée vers une des quatre façades du nouveau Palais des Expositions, soit:

- façade nord-ouest: accès des véhicules au parking couvert par un tourner à droite venant directement du giratoire, l'accès aux différents étages est prévu au moyen de rampes à l'intérieur du parking;
- façade sud-ouest: quai d'accueil accessible par le giratoire et aménagé également en giratoire à sens unique permettant de disposer d'une longueur d'environ 170 m pour le déchargement des passagers devant l'entrée principale du Palais des Expositions. Les piétons peuvent également accéder à ce quai d'accueil par une passerelle longeant toute cette façade du bâtiment, et dont