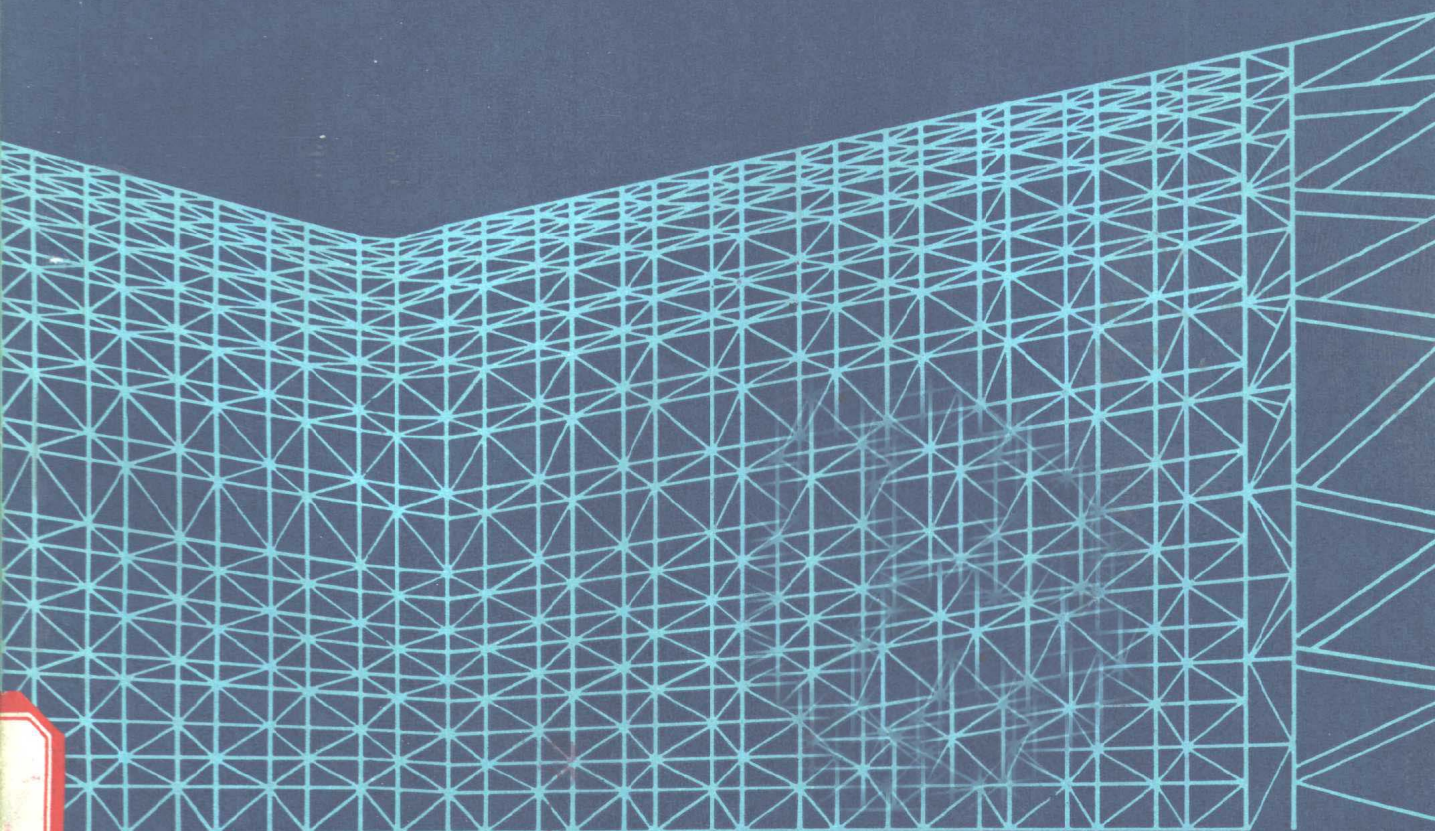


Kongjian
wangjia
sheji shili

空间网架设计实例

刘锡良 齐铭扬 李 珍 编译



天津科学技术出版社

空间网架设计实例

刘锡良 齐铭扬 李 珍 编译

天津科学技术出版社

空间网架设计实例

刘锡良 齐铭扬 李 珍 编译

*

天津科学技术出版社出版

天津市赤峰道124号

天津新华印刷一厂印刷

天津市新华书店发行

*

开本 787×1092毫米 1/16 印张 8 1/2 字数 202,000

一九八二年十一月第一版

一九八二年十一月第一次印刷

印数: 1—11,000

统一书号: 15212·74 定价: 1.20元

内 容 提 要

平板型网架在我国正在广泛地推广应用，并且已取得一定的经济效益。但空间网架不仅有平板型这一种，还有其它许多型式。为了我国建筑技术发展的需要，本书根据日本梅村魁等所著的《立体トラスのデザイン》一书编译，包括各种类型的空间网架设计实例21个，具有实用价值。

本书可供建筑设计、施工、科研人员和有关专业的师生参考。

序 言

我国自1965年采用平板型网架以来，已建成的平板型网架建筑物有三百余座，这是屋盖承重结构的一项重大改革，使平面结构向空间结构迈进了一大步。空间结构较平面结构受力合理，耗钢量低，整体性好，空间刚度大，能有效地承受地震荷载，便于定型化、工厂化、商品化生产；同时建筑造型美观，经济效益好。

平板型网架是空间结构型式中较好的一种，除了平板型外，尚有折板型网架、壳体网架和塔架结构，而壳体网架又有圆穹窿型、圆柱型和双曲抛物面型等。这些型式的网架也具有平板型网架同样的优越性，但在某些具体情况下，它们还各自具有独特的优点。这些类型的网架国外早已普遍应用，但在我国建筑中用得很少。为了推动我国建筑屋盖结构中使用更多型式的空间网架，我们根据日本梅村魁、铃木悦郎、北村弘共著的《立体トラスのデザイン》一书编译了这本《空间网架设计实例》。对原书中不适应我国情况部分作了删节和改写，对每种实例除详述了方案的比较外，对其内力计算步骤也进行了必要的说明；最后还简述了所采用的截面和节点。书中各实例均按恒荷载叙述，而对其它荷载（如雪荷载，风荷载等）只有当杆件截面尺寸由该荷载控制时，才予以说明。书中采用的钢材有结构用型钢SS41、SM41、SM50和结构用钢管STK41、STK50。采用的铝合金有61S-T6通63S-T5等。

全书共收集了二十一个实例，其中平板型网架四个，折板型网架五个，壳体网架九个，塔型网架三个（冷却塔、电视塔、跳伞塔）。每个实例均有实物的内外景照片。

目前，我国平板型网架有关资料和参考书已有一些，但空间网架其它型的资料很少。我们希望本书的出版对促进我国屋盖结构建筑出现多种型的空间网架，在提高建筑事业的经济效益方面起点作用，从而为四化建设作出贡献。

在本书编译工作中，冯进同志绘制了大部分插图，在此表示感谢。

编译者

1982年5月10日

目 录

第一章 空间桁架平板实例	(1)
一、日本柏市树脂厂 (单向空间桁架平板)	(1)
二、宇部体育馆 (双向空间桁架平板)	(6)
三、S体育馆 (双向空间桁架平板)	(15)
四、北电江别火力发电厂主体 (空间桁架壁板)	(22)
第二章 空间桁架折板实例	(27)
一、日立栃木制造厂 (单一折板形式)	(27)
二、长崎体育馆 (多折板)	(31)
三、汤浅小田原电池厂 (相贯体折板——组合折板)	(37)
四、K体育馆 (方形折板)	(44)
五、M体育馆 (起脊折板)	(48)
第三章 空间桁架薄壳实例	(53)
一、东洋纲岛木材厂 (圆柱形壳)	(53)
二、东海钢厂成品仓库 (圆柱形曲板)	(58)
三、北海道博览会北电馆	(69)
四、读卖陆上水族馆	(76)
五、读卖陆上俱乐部浴馆	(84)
六、读卖陆上海豚馆	(89)
七、丰岛园衣帽存放馆屋盖	(91)
八、昭和小山铝厂	(96)
九、学习院女子部体育馆 (双曲抛物面壳)	(99)
第四章 空间塔架实例	(109)
一、松川地热发电站冷却塔	(109)
二、读卖陆上跳伞塔	(118)
三、大阪电视塔	(122)

第一章 空间桁架平板实例

平板一壁板的力学分析在结构力学中难度较大。然而，建筑物一般都是由平面的屋盖和墙壁组合而成。在允许误差范围内，空间桁架平板中的内力可采用简化计算方法（参看原著217页和1979年建筑工业出版社出版的《平板网架设计》），下面是具体实例。

一、日本柏市树脂厂（单向空间桁架平板）

1. 结构方案

日本最早的空间桁架平板实例是某厂采用的单向空间桁架平板。该厂规模不大，是一个跨度为20米、长度为60米的厂房。

双坡屋顶采用空间桁架有以下几种方案：

（1）在跨度方向布置单向空间桁架平板。

①变截面空间桁架平板如图1-1所示。



图1-1 桁架布置方法 1



图1-2 桁架布置方法 2

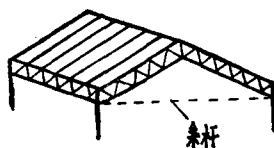


图1-3 桁架布置方法 3

②平放的等截面单向空间桁架平板（图1-2），沿空间桁架平板的上弦节点架立承受檩条的小立柱以形成屋面坡度。

③当屋面坡度较大时可设计成折板形（图1-3），其推力由系杆承受。

（2）在桁向（开间方向）布置空间桁架的方法 沿跨度方向的柱上，设置平面桁架或空间桁架（三角形梁）的大梁，其间再放置单向空间桁架平板（图1-4）。桁架平板弦杆的间距根

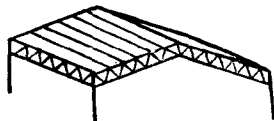


图1-4 桁架布置方法 4

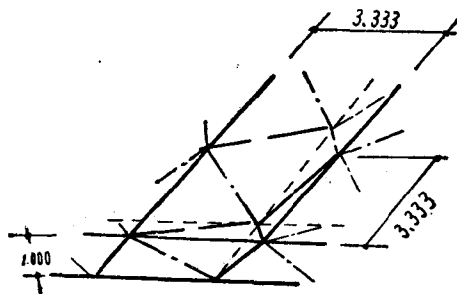


图1-5 桁架单元

据易于放置预制的屋面构件来确定，其上弦兼作檩条用。

厂房坡度要求平缓，经过多次研究结果，决定采用(1)—②形式。

桁向(开间方向)柱的间距为10米，在边缘处设置三角形的抗扭梁，以支承单向平板桁架。边缘处如设置平面桁架，则单向空间桁架平板的设计内力为 M_0 ，即简支梁中间的最大弯矩。如在边缘设有抗扭刚性的三角形大梁，则桁架平板在边缘处就有一定刚性，因而能承受一定弯矩，故跨中设计内力就会比 M_0 小。

空间桁架平板的弦杆、斜杆皆用钢管，采用半球节点。

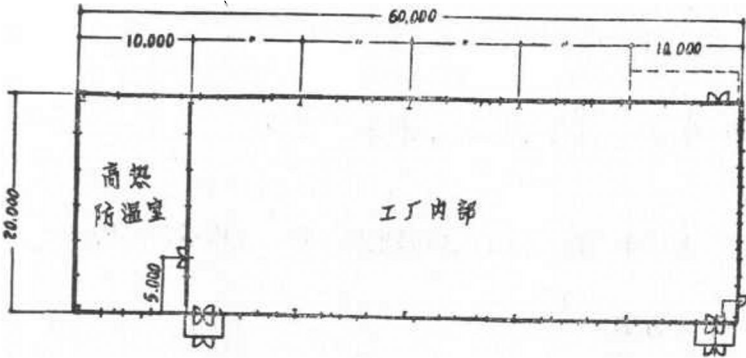


图1-6 平面

桁架的弦杆间距为开间的1/3即3.333米。桁架的高度为跨度的1/20，即1米。

2. 内力计算和截面选择 (参看原著第200页)

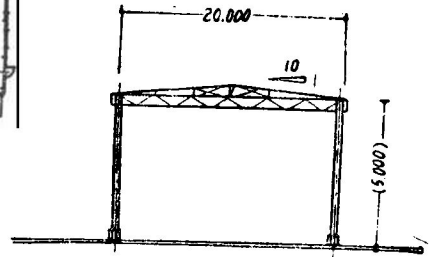


图1-7 剖面

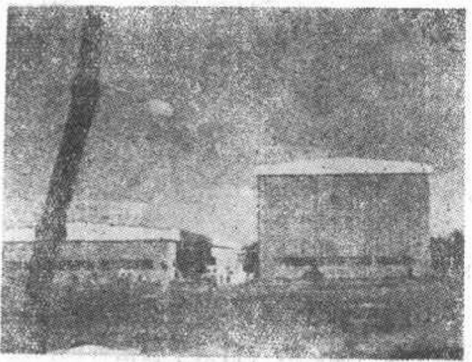


图1-8 外貌

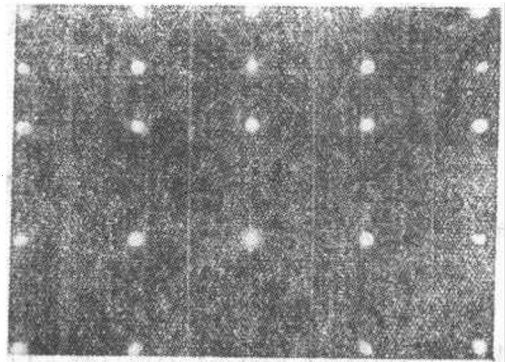


图1-9 内部

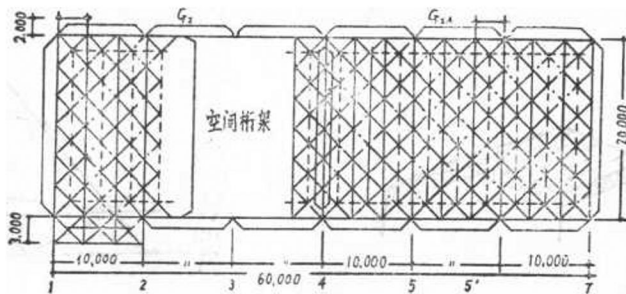
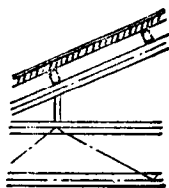


图1-10 屋顶俯视图

设计荷载:



大尺寸钢板	10公斤/米 ²
木质水泥板	20公斤/米 ²
檩条	10公斤/米 ²
空间桁架平板	25公斤/米 ²
总计	65公斤/米 ²
雪荷载 (短期)	30厘米 60公斤/米 ²

截面选择:



柱 截面336×249×8×12

$$J_x = 18,500$$

$$K = 1.85 \times 10^4 / 5.0 \times 10^2 = 0.37 \times 10^2$$

桁架板

弦杆截面 101.6φ×3.2t



$$J = 2 \times 9.892 \times 50^2 = 4.95 \times 10^4$$

$$K = 4.95 \times 10^4 / 20 \times 10^2 = 0.247 \times 10^2$$

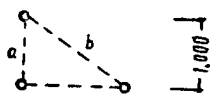
杆端刚度 对 称 $\nu = 2EK = 0.495 \times 10^2 E$

反对称 $\nu = 6EK = 1.48 \times 10^2 E$

桁梁

斜杆截面 76.3φ×3.2t

①斜杆长 $l = \sqrt{1.0^2 + 1.667^2} = 1.94$



$$\sin \alpha = 1.667 / 1.94 = 0.860$$

$$\cos \alpha = 1.0 / 1.94 = 0.516$$

$$(GA)_a = 7.349 \times 0.860 \times 0.516^2 E = 1.68E$$

②斜杆长 $l = \sqrt{1.667^2 \times 2 + 1.0^2} = 2.56$

$$\sin \alpha = 1.667 / 2.56 = 0.650$$

$$\cos \alpha = 1.94 / 2.56 = 0.758$$

$$(GA)_b = 7.349 \times 0.650 \times 0.758^2 E = 2.75E$$

边梁抗扭刚度:

$$I' = 3.333$$

$$S = 1/2 \times 100 \times 166.7 = 0.833 \times 10^4$$

$$\mu = \frac{4 \times 0.833^2 \times 10^8}{3.333 \times 10^2} \cdot \frac{1}{\frac{1.0^4 \times 10^4}{1.68E} + \frac{1.94^2 \times 10^4}{2.75E}} = 0.423 \times 10^2 E$$

桁架平板有效刚比:

$$k_T = 0.247 \times 3 = 0.74$$

对称荷载时:

$$\alpha = \frac{\nu}{\mu} = \frac{0.495}{0.423} = 1.17$$

$$\cos \varphi = 1 + \frac{\alpha}{2} = 1.585 \quad \varphi = 1.035$$

$$k_{Te} = \frac{1}{3} \tanh \frac{3}{2} \varphi \coth \frac{1}{2} \varphi \cdot k_r = \frac{0.74}{3} \times 0.9142 \times 2.102 = 0.475$$

固定端力矩降低系数:

$$\eta = \frac{1}{3} \tanh \frac{3}{2} \varphi \coth \frac{1}{2} \varphi = 0.64$$

端部弯矩分配系数:

对称

$$\xi_0 = \frac{\sinh \frac{\varphi}{2}}{\sinh \frac{3}{2} \varphi \cosh \frac{\varphi}{2}} \cosh \frac{3}{2} \varphi = \frac{0.5427}{2.2558 \times 1.1369} \times 2.4675$$

$$= 0.520$$

$$\xi_1 = \frac{\sinh \frac{\varphi}{2}}{\sinh \frac{3}{2} \varphi \cosh \frac{\varphi}{2}} \cosh \frac{\varphi}{2} = \frac{0.5427}{2.2558 \times 1.1369} \times 1.1369$$

$$= 0.240$$

反对称

$$\alpha = \frac{1.48}{0.423} = 3.50$$

$$\cosh \varphi = 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \quad \varphi = 1.67$$

$$\xi_0 = \frac{\sinh \frac{\varphi}{2}}{\sinh \frac{3}{2} \varphi \cosh \frac{\varphi}{2}} \cosh \frac{3}{2} \varphi = \frac{0.9355}{6.0810 \times 1.3694} \times 6.1627 = 0.690$$

$$\xi_1 = \frac{\sinh \frac{\varphi}{2}}{\sinh \frac{3}{2} \varphi \cosh \frac{\varphi}{2}} \cosh \frac{\varphi}{2} = \frac{0.9355}{6.0810 \times 1.3694} \times 1.3694 = 0.155$$

桁架平板弦杆间距为3.333米, 传给桁架平板的荷载为:

$$\omega = 0.065 \times 3.333 = 0.216 \text{ 吨/米 (积雪时为1.92倍)}$$

$$C = 1/12 \times 0.216 \times 20^2 = 7.2 \text{ 吨-米}$$

$$M_0 = 1/8 \times 0.216 \times 20^2 = 10.8 \text{ 吨-米}$$

$$Q_0 = 1/2 \times 0.216 \times 20 = 2.16 \text{ 吨}$$

$$\Sigma C = 7.2 \times 3 = 21.6 \text{ 吨-米}$$

$$C_e = \Sigma C \cdot \eta = 21.6 \times 0.64 = 13.8 \text{ 吨-米}$$

0.61	0.39
8.4	-13.8
8.4	5.4
8.4	-8.4

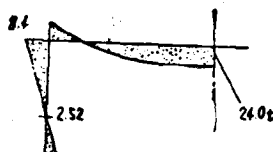


图1-11 铅直荷载下的力矩

式中 η ——固定端力矩降低系数。

桁架平板内力, 对称时端部弯矩分配系数如下:

桁架内力, 由端部弯矩求得 $2.0/1.0 = 2.0$ 吨。◎和①之间的下弦杆兼受两个方向的内力为:

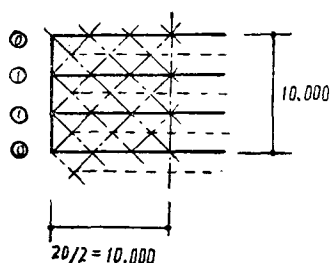


图1-12 力矩的分配

$$2.0/1.0 \times 1/2 + 4.4/1.0 \times 1/2 = 3.2 \text{ 吨}$$

$$P_a = 2.16 - 2.0 \times 1/1.667$$

$$= 0.95 \text{ 吨}$$

$$P_b = 2.0 \times 1.94/1.667$$

$$= 2.36 \text{ 吨}$$

各面上弦杆内力合成如图b)所示。

对于水平力，利用反对称时端部弯矩的分配系数，按铅直荷载同样的计算步骤求其内力。现以风荷载为例。考虑到屋盖空间桁架平板的刚度较大，其各柱分配系数相同。则该建筑物的水平荷载为：

$$P = 0.12 \times 1.2 \times 10 \times 3.0 + 0.12 \times 0.1$$

$$\times 0.1 \times 10 \times 10$$

$$= 4.44 \text{ 吨}$$

$$\therefore \frac{P}{2} = 2.22 \text{ 吨}$$

各桁架平板的内力可从端部弯矩分配系数求得。按上述内力，很容易求出截面尺寸。

实际采用的截面示于图1-16，采用半球节点。

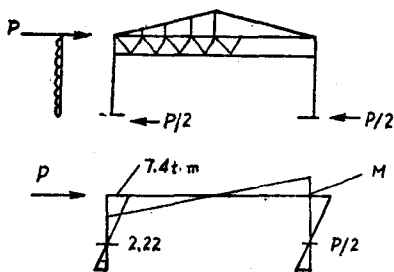


图1-15 水平荷载下的力矩

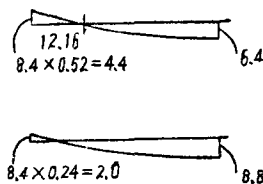
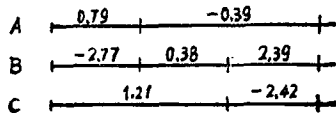
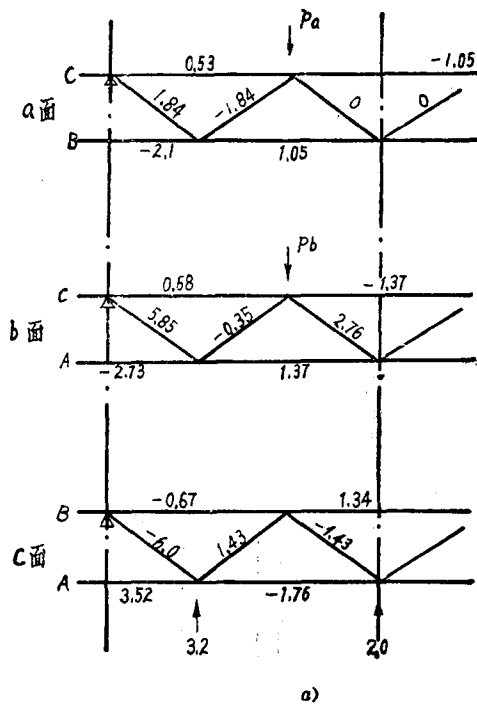


图1-13 传给桁梁的内力



b)

图1-14 弦杆内力的合成



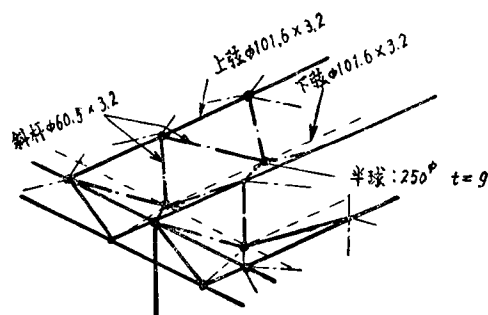


图1-16 桁架杆件截面

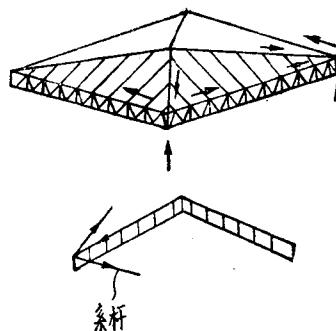


图1-17 力的传递

二、宇部体育馆（双向空间桁架平板）

1. 结构方案

该体育馆建于山口县宇部市，规模较大，可容纳3000人和两个篮球场或两个排球场。体育馆的屋盖需要采用平面为65.6米×65.6米正方形的空间无柱的覆盖结构（图1-18至图1-21）。

体育馆采用了钢的空间桁架平板屋盖。由于坡度很小，产生较大的推力，且轴力和变形也较大，这样有可能产生二次应力，因而不够理想。但如图1-17所示其坡度较大时，空间桁架做成等厚的方形比较有利。

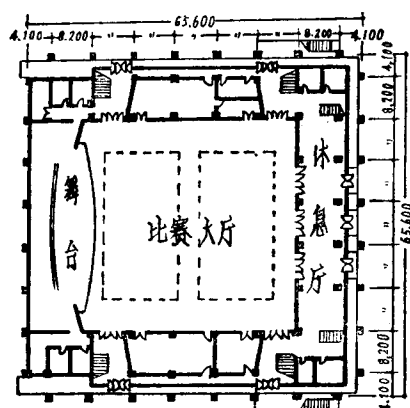


图1-18 平面图

分配到脊梁上的力在角隅处传给侧梁，侧梁相当于圆屋顶（穹窿）中的环向拉梁作用。

桁架平板支于混凝土墙体上，在内力分析时，周边支承条件取为简支。中央弯矩最大处桁架厚度最大，周边边缘附近桁架厚度减小，构成一个变截面的桁架平板。考虑到65.6米跨度的变形和经济性等因素，中央高度取跨度的1/10左右为宜。空间桁架平板由双向板组成，从上面看由11.6米×11.6米的单元构成，弦杆在 x 、 y 两个方向布置。在11.6米×11.6米的网格中填以双向等截面的小空间桁架平板。小空间桁架平板的单元尺寸为1.16米×1.16米，

高度为61.5厘米（图1-24）。大桁架板中填以小桁架板，除作为屋面板外，尚可起阻止大桁架板上弦杆屈曲作用。

图1-22中所示的空间桁架平板的内力可用精确方法求得，特别是用电子计算机更为简便。然而，从经济方面考虑，不宜全部依靠电子计算机。

计算时，先假定大致的截面，然后向电子计算机输入截面形状、荷载条件、支承条件等数据，电子计算机即可给出定量值。但是必须注意设计的合理性。还可选用与精确法差别不大的简化方法。

A B C D E F G H I J

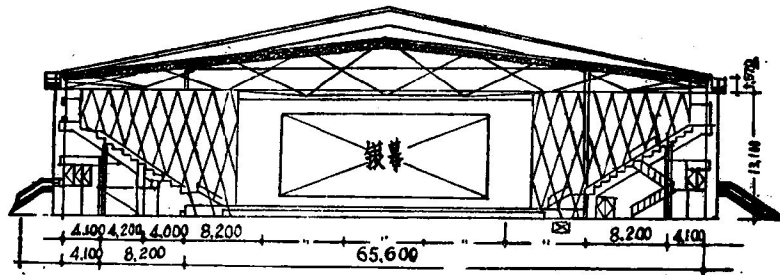


图1-19 剖面图

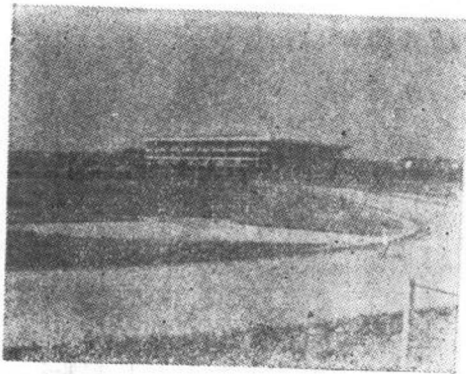


图1-20 外貌

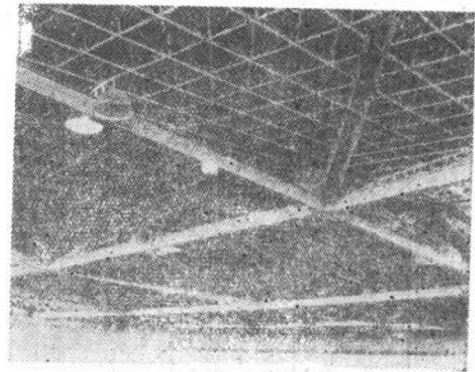


图1-21 内部

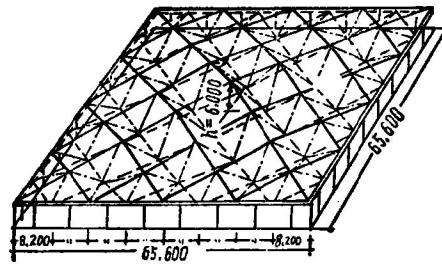


图1-22 屋顶俯视图

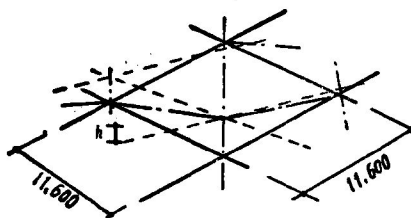


图1-23 大桁架板单元

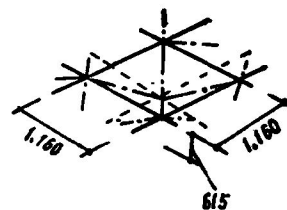
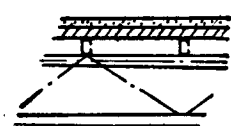


图1-24 小桁架板单元

2. 内力计算

设计荷载:

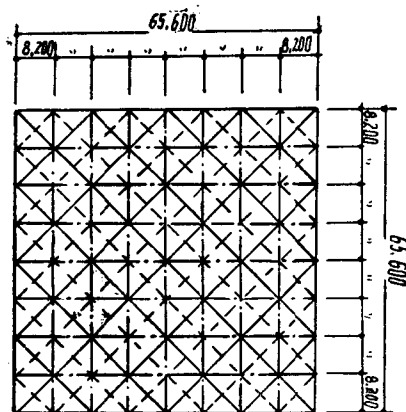


房顶俯视图

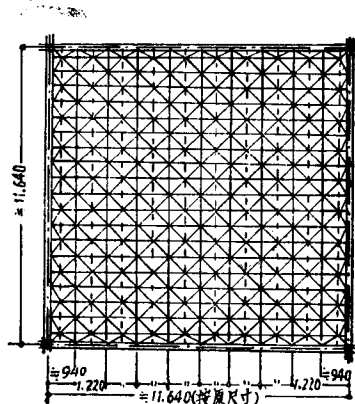
大尺寸瓦陇钢板	7 公斤/米 ²
水泥抹面找平层	60 公斤/米 ²
木质水泥板	15 公斤/米 ²
空间桁架平板 (包括檩条)	68 公斤/米 ²
总计	150 公斤/米 ²

将空间桁架平板置换成如图1-26、1-27所示的正交斜放网格梁而进行内力分析。

置换的正交斜放网格, 周边支承为简支, 考虑到变截面的刚度变化和剪切变形对刚度降低的影响, 采用定点法进行计算 (参看原著中第102页)。



a) 大桁架板



b) 小桁架板

图1-25 桁架板

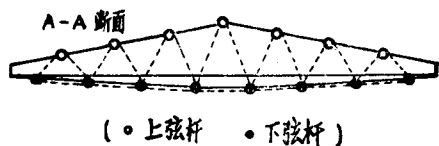


图1-26 网格梁置换方法

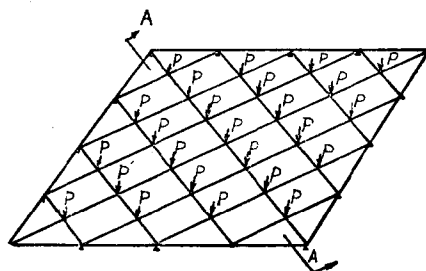


图1-27 正交斜放网格梁

(1) 计算数据

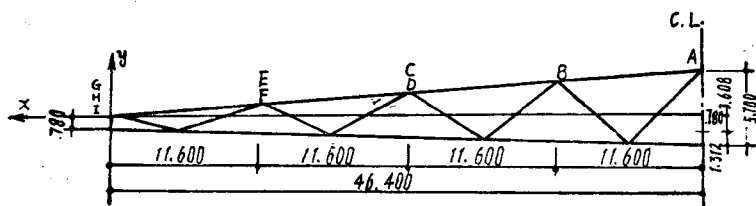


图1-28 桁架截面

①计算各杆的特性系数如下:

坐标 (y)	0	0.902	0.804	2.706	3.608
	-0.780	-0.944	-0.108	-0.272	-0.436
	-0.600	-0.764	-0.928	-2.092	
h	0.780	2.010	3.240	4.470	5.700
d	5.876	6.087	6.094	6.565	6.725
	7.224	7.424	8.018		
$\cos\theta$	0.1607	0.3033	0.3510	0.4685	0.5062
	0.5961	0.6242	0.6904		
$\cos^2\theta$	0.0258	0.0920	0.1232	0.2195	0.2562
	0.3553	0.3896	0.4767		
$d/\cos^2\theta$	227.75	66.16	50.28	29.91	26.25
	20.33	19.06	16.82		
$\Sigma d/\cos^2\theta$	293.91	80.19	46.58	35.88	
$3h_0^2/I^3$	0.001169	0.007764	0.02018	0.03840	
ν'	0.3436	0.6226	0.9400	1.3778	
m	2.577	1.612	1.380	1.275	
α'_A	1.1659	1.5497	1.6940	1.7885	
α'_B	0.4524	0.9614	1.2275	1.4027	
α'_{AB}	+0.3550	+0.6055	+0.7158	+1.7644	
ν_A	$\frac{0.6048}{1.5095 - 0.0114C_{AB}}$	$\frac{4.0401}{2.1723 + 0.0170C_{AB}}$	$\frac{10.4976}{2.6340 + 0.2242C_{AB}}$	$\frac{19.9809}{3.1663 + 0.6134C_{AB}}$	
C_{AB}	$\frac{0.0114}{0.7960 + \frac{0.6084}{\nu_B}}$	$\frac{-0.1770}{1.5840 + \frac{4.0401}{\nu_B}}$	$\frac{-0.2242}{2.1675 + \frac{10.4976}{\nu_B}}$	$\frac{-0.6134}{2.7805 + \frac{19.9809}{\nu_B}}$	
ν_B	$\frac{0.6048}{0.7960 - 0.0114C_{BA}}$	$\frac{4.0401}{1.5840 + 0.0170C_{BA}}$	$\frac{10.4976}{2.1675 + 0.2242C_{BA}}$	$\frac{19.9809}{2.7805 + 0.6134C_{BA}}$	
C_{BA}	$\frac{0.0114}{1.5095 + \frac{0.6084}{\nu_A}}$	$\frac{-0.0170}{2.1723 + \frac{4.0401}{\nu_A}}$	$\frac{-0.2242}{2.6340 + \frac{10.4976}{\nu_A}}$	$\frac{-0.6134}{3.1663 + \frac{19.9809}{\nu_A}}$	
k	0.6084	4.0401	10.4976	19.9809	
c	1.2563	0.4554	0.6264	0.3434	0.4258
	0.2571	0.3029			
FEM	0.7643	1.8399	2.5307	3.6049	4.4699
	5.1371	6.0522			

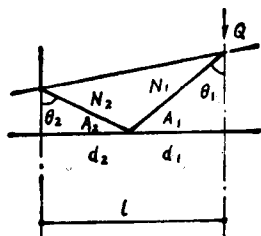
②各特性系数概述。其桁架有效的剪切弹性系数 ν' 为:

$$\delta = \frac{Q}{E} \left(\frac{d_1}{A_1 \cos^2 \theta_1} + \frac{d_2}{A_2 \cos^2 \theta_2} \right)$$

$$\nu = \frac{\delta}{l} = \frac{1}{El^2} \left(\frac{d_1}{A_1 \cos^2 \theta_1} + \frac{d_2}{A_2 \cos^2 \theta_2} \right) \quad \because Q = \frac{1}{l}$$

$$\nu' = 6EK_0 k \nu$$

直线变化杆件的节点转角 θ_A 为:



N : 斜杆内力
 Q : 剪力
 A : 斜杆截面积
 d : 斜杆长度
 $N_1 = Q/\cos\theta_1$
 $N_2 = Q/\cos\theta_2$

图1-29 桁架截面

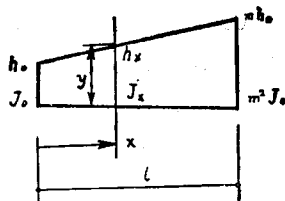


图1-30 变截面杆件

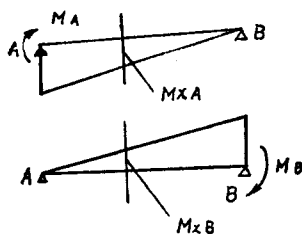
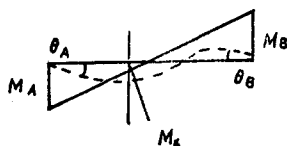


图1-31 力矩和回转角



$$h_x = h_0 \left\{ 1 + (m-1) \frac{x}{l} \right\}$$

$$J_x = \frac{A}{2} \cdot h_x^2 = J_0 y^2$$

$$x = \frac{l}{m-1} (y-1)$$

$$M_{xA} = \frac{M_A}{l} (l-x) = \frac{M_A}{m-1} (m-y)$$

$$M_{xB} = \frac{M_B}{l} x = \frac{M_B}{m-1} (1-y)$$

$$M_x = M_{xA} + M_{xB}$$

$$= \frac{1}{m-1} \left\{ (mM_A + M_B) - (M_A + M_B)y \right\}$$

$$\bar{M}_x = \frac{1}{m-1} (m-y) \quad \bar{M}'_x = \frac{1}{m-1} (1-y)$$

$$dx = \frac{l}{m-1} dy \quad x=0 \rightarrow y=1 \quad x=l \rightarrow y=m$$

$$\therefore \theta_A = \int_0^l \frac{M_x \bar{M}_x}{EJ_x} dx = \int_1^m \frac{M_x \bar{M}_x}{EJ_x} \frac{l}{m-1} dy$$

$$= \frac{1}{EK} \frac{1}{(m-1)^3} \left\{ \left\{ (m^2-1) - 2m \log m \right\} M_A \right. \\ \left. + \left\{ 2(m-1) - (m+1) \log m \right\} M_B \right\}$$

同样

$$\theta_B = \frac{1}{EK} \frac{1}{(m-1)^3} \left\{ \frac{1}{m} \left\{ (m^2-1) - 2m \log m \right\} M_A + \left\{ 2(m-1) \right\} M_B \right\}$$

直线变化杆件的挠角法系数 α_A 为:

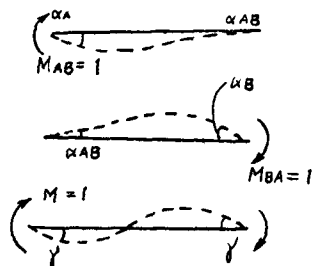


图1-32 挠角法系数

$$\alpha_A = \frac{1}{EK} \frac{(m^2 - 1) - 2m \log m}{(m - 1)^3}$$

$$\alpha_{AB} = \frac{1}{EK} \frac{2(m-1) - (m+1)\log m}{(m-1)^3}$$

$$\alpha_B = \frac{1}{EK} \frac{(m^2 - 1) - 2m \log m}{m(m-1)^3}$$

$$\gamma = \frac{1}{LAG}$$

$$\alpha'_A = 6EK\alpha_A \quad \alpha_{AB} = -6EK\alpha_{AB} \quad \alpha_B = 6EK\alpha_B \quad \gamma' = 6EK\gamma$$

因此，定点法系数为：

杆端刚度
$$\nu = \frac{1}{(\alpha'_A + \gamma') - (\alpha'_{AB} - \gamma')_c} \times 6EK_0k$$

$$c = \frac{\alpha'_{AB} + \gamma'}{(\alpha'_B + \gamma') + \frac{1}{v} 6EK_0 R}$$

固定端力矩 $(FEM)_A = -6EK_o c k \frac{\delta}{l}$ $(FEM)_B = -6EK_o c' k \frac{\delta}{l}$

另一端铰接支承 $(FEM)_A = -6EK_0 \frac{aa' - b_2}{3a} k \frac{\delta}{l}$

(2) 定点法计算 此处只取对角线梁来计算, 其它梁的计算与此相同。

Diagram of a continuous beam with four spans. The beam is supported by a pin at the left end (labeled 1) and rollers at three intermediate points (labeled F, D, B) and a fixed support at the right end (labeled A). The spans are labeled 1, F, D, B, and A. The diagram shows the distribution of shear force and bending moment. The shear force diagram is shown above the beam, and the bending moment diagram is shown below the beam. The shear force starts at 0 at the left end, decreases to -0.7598 at the first support, then increases to 0.7100 at the second support, decreases to 0.6110 at the third support, and increases to 0.5756 at the fourth support. The bending moment starts at 0 at the left end, increases to 1.8599 at the first support, decreases to 4.0058 at the second support, increases to 4.8598 at the third support, and decreases to 6.5922 at the fourth support. The diagram also shows the reaction forces at each support: 0.7598 (up), 0.7100 (down), 0.6110 (up), and 0.5756 (down). The fixed support at the right end has a reaction of 0.0062 (up).