

(1) 長大吊橋主塔構造に関する提案

中山義昭

概 説

長大吊橋の主塔を鋼構造とした場合、その主柱（shaft）の断面形状の構造型式には、閉断面のセルの数が複数または単数の鋼板セル構造のものと、George Washington 橋などにみられるような多数の柱をトラスで結束したトラス柱構造とがある。現在、簡潔で単純な構造美と、断面構成上の利点から、ほとんど鋼板セル構造が採用されている。今後、吊橋がより巨大化される場合、この鋼板セル構造の主塔の建設にはつぎのような問題点がある。

- (1) 工期を考慮して、架設単位ブロックを大型化すると、単位重量が大きくなり製作、運搬、および架設の設備が大型化する。特に、架設用クレーン（クリーバークレーンなど）が大型化して種々の不都合が生ずることになる。
- (2) 架設中に、風により発生するカルマン渦などによる発振を防ぐための制振装置が、主塔の高度増大と支間長の増加により困難となってくる。
- (3) 大断面積を必要とするので、セル数が多くなり、工期が長くなったり、製作が複雑となる。などである。これらに対処するため、つぎの提案をする。

すなわち、閉断面の鋼板セル構造ではなく、多数の柱をなるべく主柱の周辺に配置し、柱相互に I 断面の水平梁のみでラーメン構造に結束して主柱を構成するようにする。これは、丁度、細長比の非常に大きい超高層ビル（Tall Tumbler Steel Building）のようなものとなる。

柱材としては単一圧延材の大形柱用 H 形鋼、（例えば $608 \times 477 \times 90 / 125, A = 1,519 \text{ cm}^2$ ）とし、水平梁は鋼板の溶接による組立断面の I 形とし、この水平梁の梁高、スパン、板厚を変化させることによって、柱と梁との剛比を自由に選べるようにする。したがって、この柱と梁との剛比を適当に選ぶことによって、主柱の十分な可撓性を得るために、あまり幅寸法の小さい主柱としなくともよいので塔内のスペースに余裕が生じ作業が楽になる。また、断面積を主として主柱の周辺に配置しているので断面効率がよいが、これは、さきのにべた可撓性との兼ね合いとなる。

この主塔の建設には各主柱毎に、多数の比較的容量の小さい汎用架設機械（例えば 30 t ジブクレーンを各主柱 4 台）を用いて工期のスピードアップは可能であるし、主柱は風が吹き抜けとなっているので規則的に発生すると具合悪いカルマン渦による発振はなくなり制振対策は不要となる。横列に配置された柱間の空力干渉効果の影響の少なくなる間隔とすれば静的風圧も大きくならなくてすむ。

また、製作は、既存の超高層ビル鉄骨製作に用いる数値制御の精度加工機によって加工できる。そして、吊橋全工事の終了近くか、終了後に、アルミ、ステンレス製などのカーテンウォールを柱梁にカバーして外観と、維持にそなえればよい。場合によっては、広い内部空間の利用も可能である。

2 構造の概要

この構造型式においては、主柱（shaft）の主要材はH形鋼である（以下主柱を構成する主要材を柱または柱材という）。長大吊橋においては、主ケーブルから塔頂に作用する鉛直荷重も大きいので、このH形鋼も大きくなり単一材のカタログサイズとしては柱用大形H形鋼ということになる。カタログサイズの柱用大形H形鋼の代表例を表－1に示す。

表－1

断面寸法 mm	断面積 cm ²	単位重量 kg/cm	断面二次半径 cm	
			i x	i y
538×477× 90／90	1,185	930	20.0	11.8
608×477× 90／125	1,519	1,192	22.2	12.3
618×482× 95／130	1,597	1,254	22.4	12.4
628×487×100／135	1,677	1,316	22.6	12.5

これらのH形鋼は、現在、計画中のいかなる目的にも対応できるだけの断面を有しているといえる。本型式においてはこのH形鋼を主柱の周辺に配置し、しかも、主柱の幅寸法を他からの制約の許す範囲で可能なかぎり大きくとることとする。通常の型式においては、このような配置などにすると、主柱の断面効率がよくなって、曲げ剛性が大きくなり、可撓性が不足することになるが、本型式においては後述するように、主柱を構成している柱材を結束している水平梁（または梁という）の剛性や間隔などを変えることによって、柱材の断面積と配置のいかんに関らず主柱の可撓性を得ることができる。したがって、可撓性を得るために、あまり小さな幅寸法の主柱としたり、こみいったコンパクトな複雑な構造としなくてもよく、広い作業スペースと単純な構造を得ることができる。

水平梁は、鋼板溶接組立断面とし、なるべくデブスの大きなものとし、剛性を大きくする方がよい。この梁を柱間に一定間隔にとりつけて、柱と梁とでラーメン構造のフレームを構成するようにする。この間隔は主として、柱のフレーム面内への座屈長に関係することになり、柱材のH形鋼の弱軸まわりの断面二次半径との細長比からきまる。フレーム面外への座屈は、主柱内に一定間隔に設けられたダイヤフラムに相当する水平な対傾構によって拘束される。この対傾構の間隔は、主として、H形鋼の強軸まわりの断面二次半径との細長比からきまる。この対傾構には、形鋼の単一材などによってダイヤモンド型に組んだフレーム構造も一案である。主柱のフレームの、外力の作用方向の面をウェブフレーム、外力方向に直角な面をフランジフレームと称する。

塔頂、塔基部および水平材（ストラット）の取付部は、大荷重の集中して作用する点であるので、それに対応する構法が必要であるが、例えば各柱間の水平梁を主柱の幅寸法程度の非常なデューブなものとするとも考えられる。これらの詳細についてはOHPにて示すことにする。

3 風の影響

(1) 風 圧

横列に配置された柱材の純間隔をSとし、柱の幅をDとすると、配置された柱間の空力干渉効果の影響の少なくなる間隔は図－1において、円柱の場合 $S/D \geq 2.5$ とされており、角ばった柱では

これより少し大きくとればよいとされている⁽¹⁾ ので $S = 3 D$ としてみる。

したがって、風の吹き抜けのため風下側の柱も、風上側のもと同じ風圧を受けると考えると、主塔の高さ方向の単位長について、幅方向の単位長さ当りの投影面積は $2 D / S + D \text{ m}^2 / \text{m}$ となるので D に関係なく $0.5 \text{ m}^2 / \text{m}$ すなわち充実率 50 % となるのでセル構造のものより風圧が少なくすむことになる。

柱間隔が空力干渉効果のあるような小さな間隔で充実率が大きくなるような場合は、見掛け上、充腹構造に近いものとなることもある。このような場合にはカルマン渦に対する考慮が必要となる。通常、考えられる程度の風速では各柱材の発振は問題とならない。

(2) カルマン渦による発振

柱間の距離が空力干渉効果のないほど大きい場合には風の吹き抜けがあるので、カルマン渦による影響がなくなると考えられる。ただし、特に柱間隔がせまいときには、カルマン渦の発生があるかの検討を要する。その場合は当然、柱間隔による充実率によって挙動が異なることになる。

4. ウェブフレーム

図-2 に外力の作用方向とウェブフレームとの関係を示す。このウェブフレームは外力の作用に対して主としてせん断力を受持つことになる。本型式では、ウェブフレームは、柱と梁とからなる多層ラーメン構造であるので、その変形は、柱の軸応力による成分と、柱、梁の曲げ変形による成分とからなることになる。もし、主塔の可撓性を自由に得たいときは、この梁の曲げ剛性を変えることによって、かなりの範囲の可撓性が得られることになる。これは後からのべることにする。

5. フランジフレーム

図-3 において、フランジフレームは丁度、ボックスガーダーのフランジプレートのような役割となる。この場合、ボックスガーダーの幅広いフランジにおいてもみられるような、シアラグがみられるのは当然あり、しかもシアフローが梁をとおして行なわれるのでその影響は大きくなると思われるが、これには、塔頂部と基部の 1 体化への固定度の影響が大いに関係することになる。また、中間部に剛性の大きい梁を所々に挿入することもよい結果を得ることになる。ただ、計算例によると、実用的にシアラグは無視しても差支えないようである。(表-3)

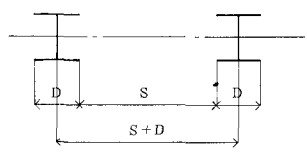


図-1

表-2

S	充実率 (%)
2.5	57.2
3.0	50.0
3.5	44.5

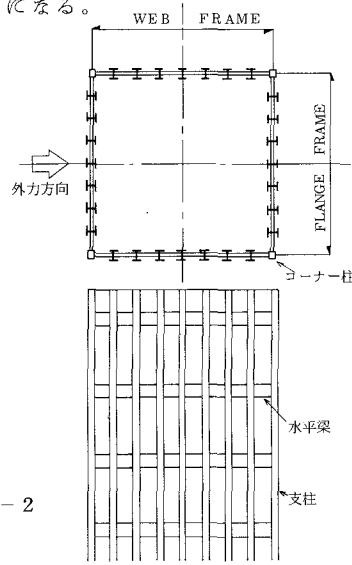


図-2

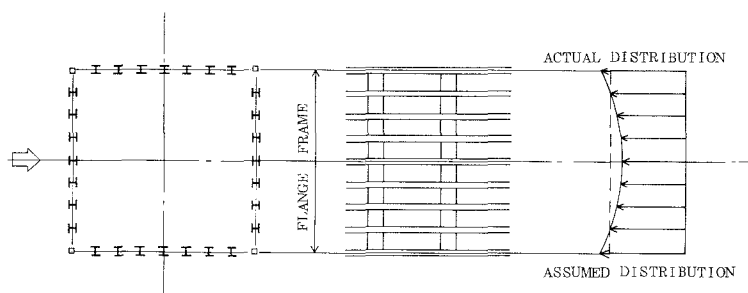


図 - 3

6. 断面効率と可撓性

曲げと座屈に対して断面効率をよくするためには、なるべく断面の周辺に断面積を配置すればよいのは明らかであり、かつ、巨大な軸力をとるために断面積を大きくせねばならぬので、単セルであるとしても主塔の幅寸法が大となり、したがって曲げ剛性が大きくなり可撓性が不足する傾向がある。本型式では、周辺に十分、大断面積を配置し、主塔幅寸法を大きくしてもフレームの梁の曲げ剛性を低くすれば所要の可撓性が得られるので、主塔としての曲げモーメントが軽減できる。いま、本型式による断面配置の例として、ゴールデンゲート橋の主塔の基部の断面積を比べてみると、これの断面積が $80,000\text{ cm}^2$ であるので、単純に断面積のみを等しくするという点だけに着目してみると $\text{H}608 \times 477 \times 90 / 125$ を使用するとして図 - 4 に示すようになる。これで見ると、幅寸法は大きくなるが、製作、架設は簡単になる。

7. 座 屈

主柱全体としての座屈に対する照査については、本型式では幅寸法がセル構造の塔柱に比べて大きいので塔柱の座屈荷重が問題となることはなく、各フレームの等価曲げ剛性（後出）を求めて、座屈荷重を計算すればよい。ただ主柱を構成している各柱は単一部材であるので、座屈に対する照査が必要となる。この場合、梁と梁との間隔が柱のフレーム面内方向の座屈長となるし、図に例示されている柱の H 形鋼の向きでは弱軸まわりとなるので、これで決まることになる。この細長比をあまり小さくすると、鋼材の応力度が十分に活かせないので $\ell / r = 30 \sim 40$ に押えた方がよい様である。柱のフレーム面外への座屈は、主柱内部に水平に組まれた、ダイヤフラムの役目をする、対傾構間距離が座屈長となる。

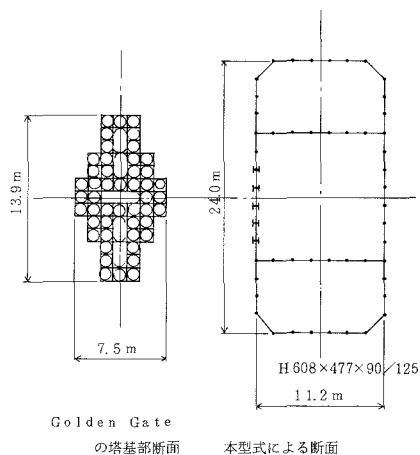


図 - 4

材の応力度が十分に活かせないので $\ell / r = 30 \sim 40$ に押えた方がよい様である。柱のフレーム面外への座屈は、主柱内部に水平に組まれた、ダイヤフラムの役目をする、対傾構間距離が座屈長となる。

8. フレームの等価曲げ剛性

本型式のウェブフレームも、フランジフレームも鋼板ではなくて、柱と梁とからなるラーメン構造

となっているので、これの曲げ剛性の評価をしたり、座屈荷重を計算したりするために、このフレーム面内における曲げ剛性が等しくなるような等価な曲げ剛性を考える。

(1) フレームの格間数による影響

主塔高が大であると、フレームの格間数が数10にもなるので計算量が多くなるから格間数が等価曲げ剛性に影響を与えるか調べてみた。計算モデルを図-5に示す。

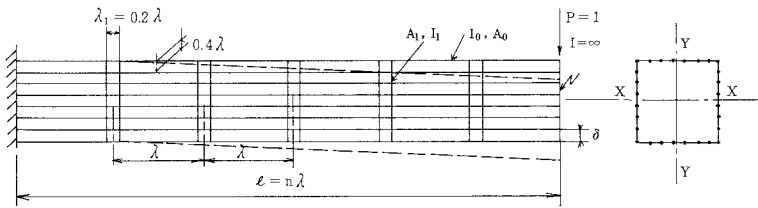


図-5 a)

図-5では、元来、直立している主塔を便宜的に片持梁状に図示している。

図の左側が塔基部、右側が塔頂となる。塔基部と塔頂は、 $I = \infty$ にて固定されているとする。各フレームはコーナ柱を含めて8本とし、各フレームとも同じとする。図中

λ : 梁の間隔 = 400 cm, λ : 梁のデブス = 0 又は 0.2λ

l : 塔の高さ = $n\lambda$

I_0 : 柱のフレーム面内に関する断面二次モーメント
 $= 0.2 \times 10^8 \text{ cm}^4$

I_1 : 梁のフレーム面内に関する $I_1 = I_0$

A_0 : 柱の断面積 = $1,500 \text{ cm}^2$, A_1 : 梁の断面積 = 130 cm^2

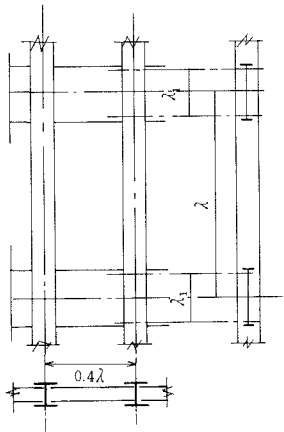


図-5 b)

また、等価曲げ剛性の定義は、 $P = 1$ による塔頂のたわみを δ とすると、 $\delta e = l^3 / 3EI_e$ であり、 $\delta e = \delta$ とするような EI_e を等価曲げ剛性とする。いま、 $n = 6, 10, 14, 18$ および 22 と変化させて、そのときの EI_e を計算してみると、図-6に示すようになり、格間数が多くなるとあまり n の影響を受けないことがわかる。

したがって、柱の変断面区間毎にあまり長い区間でなくとも、等価曲げ剛性を求めて計算しても実用上は差支えないことになる。

(2) 梁の剛性による影響

柱と梁との剛性の比の変化により EI_e の影響を調べてみる。

$n = 14$ において、 $I_1 / I_0 = 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0$ における EI_e を計算して図示すると図-7となる。図から明

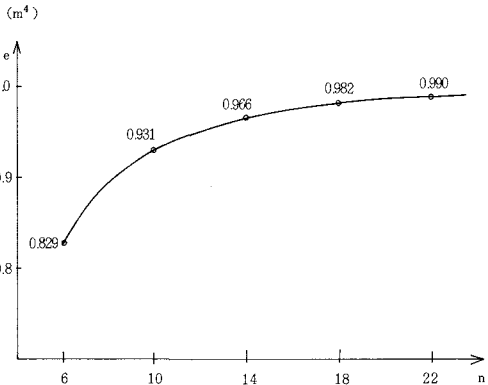


図-6

らかなように I_1/I_0 を大きくすると、 I_1/I_0 付近よりほぼ一定値となり、 I_1/I_0 を無限大とした場合の値に近づくことがわかる。これによって梁の曲げ剛性をあまり大きくしなくても実用上は各柱が一体と考えても差支えないといえる。

(3) 梁のデプスの影響

梁のデプスが柱材の幅に比べて大きいので、その影響をみると、 $n = 14$ 、 $I_1/I_0 = 1.0$ において $\lambda_1 = 0.2\lambda$ として I_e を求め $\lambda_1 = 0$ の場合と比較してみると $\lambda_1 = 0$ のときの $I_e = 0.9662\text{ m}^4$ に対して $\lambda_1 = 0.2\lambda$ のとき $I_e = 0.9801\text{ m}^4$ となりあまり差のないことがわかった。したがって梁のデプスを大にすると柱の座屈長を短くする効果だけである。

(4) 部材断面力

塔基部 A、塔頂 C、中間部 B の各断面における柱、梁の部材断面力を参考のため表-3 に示す。各部材に生ずるせん断力など、設計上支配的でない小さい要因については省略する。

表-3

断面	柱材	M×t m	N×t
A	a	19	-477
	b	16	-420
	c	8	-303
	d	-66	-192
	e	-5	-256
	f	-1	-177
	g	0	-61
B	a	355	-5009
	b	356	-5008
	c	356	-5006
	d	356	-5004
	e	119	-3577
	f	119	-2148
	g	119	-716
C	梁(Max)	92	5
	a	706	8826
	b	711	-8876
	c	718	-8975
	d	710	-9062
	e	224	-6388
	f	222	-3818
	g	222	-1271

9. フレームの等価ねじり剛性

主体のねじり剛性は、主塔の2本の主柱の橋軸方向への相対たわみの差によって発生したり、横方向からの風荷重によって生ずるねじりモーメントなどに対して必要である。曲げ剛性に対して行なったような等価ねじり剛性を求めてみる。計算に用いたモデルは6.と同じであるが、塔頂に $MT = 1$ を作用させて生ずる回転角を θ とする。 $\theta_e = \theta / GJ_e$ であり、 $\theta_e = \theta$ とするような GJ_e を等価ねじり剛性と定義する。

(1) フレームの格間数による影響

$n = 6, 10, 14, 18$ および 22 として J_e を求めて図示する。(図-9) 他のデータは6.の場合と同じである。この場合は、 n を多くしても I_e の場合のように速やかに一定の値とならないようであるし、また n が大きくなるとかえって J_e は小さくなる傾向がある。

(2) 梁の剛性による影響

$n = 14$ において、 $I_1/I_0 = 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0$ における J_e を計算して図示すると図-10となる。

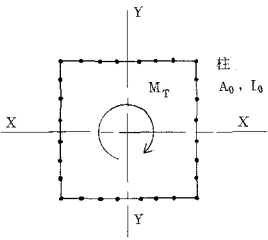
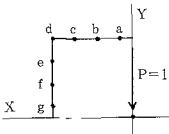
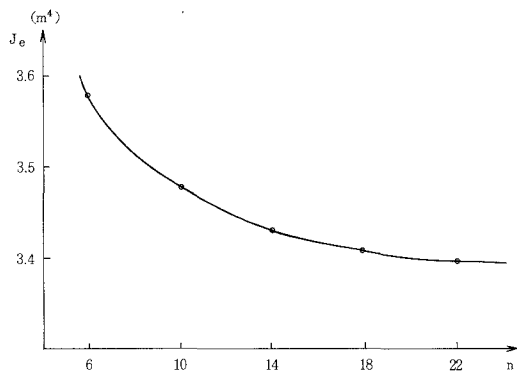
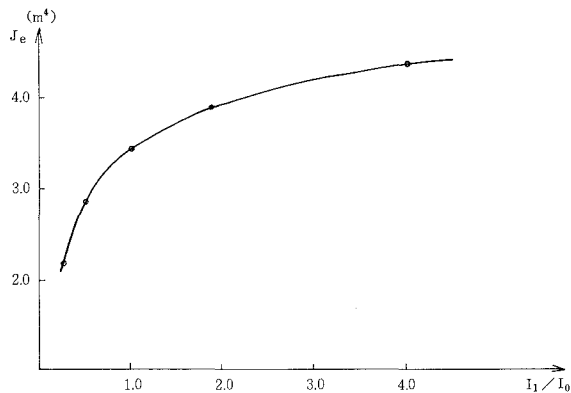


図-8



図－ 9



図－ 10

図に示されているように $I_1/I_0 = 2$ 付近までの変化は大きく、 I_1/I_0 が大きくなると一定値に近づく傾向がみられるようである。

(3) 梁のデブスの影響

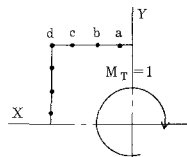
$n = 14$, I_1/I_0 において $\lambda_1 = 0.2\lambda$ として J_e を求め $\lambda_1 = 0$ の場合と比較すると、 $\lambda_1 = 0$ の場合の $J_e = 3.432 m^4$ に対して $\lambda_1 = 0.2\lambda$ とすると $J_e = 5.295 m^4$ となり、 I_e の場合と異なり差が大きい。すなわちねじりモーメントに対しては梁のデブスが効果のあることを示す。

(4) 部材断面力

単位のねじりモーメントを受けたときの塔基部 A、塔頂 C、および中間部 B の各断面における柱、梁の部材断面力を表－ 4 に示す。ここでも支配的なエレメントのみ示す。

表－ 4

断面	柱材	M_x t-m	N_z t
A	a	4	8
	b	4	27
	c	4	45
	d	42	0
B	a	0	0
	b	0	1
	c	0	1
	d	0	0
	梁	92	5
C	a	-4	-6
	b	-4	-21
	c	-4	-37
	d	-38	0



10. 塔頂サドル

本構造は、幅寸法が大きく、しかも主柱の断面積が主としてその周辺に配置されているので、塔頂中心附近に集中して作用する主ケーブルからの鉛直荷重を受けるサドルに対しては都合が悪いことになる。このサドルに作用する鉛直荷重をうまく、主柱の周辺に分布させなくてはならない。このために、従来のセル構造のように塔頂部に鋼板による格子構造を設けて、その中央部にサドルをのせるのではなく、サドル自身を主柱の周辺部を支点とする梁構造として、中央部に作用する主ケーブルから

の鉛直荷重を周辺部になるべく等分布して伝達せしめるようにする。なお、このサドル梁に直交してサドル梁を支持するように鋼板組立断面の梁を数列設けて、同じく、サドル梁からの反力を他の周辺部に伝達、分布させるようにするが、その際、その直交梁に与えるキャンバーを中央部の梁より周辺部の梁のキャンバー量を大きくするなどして、なるべくサドル梁からの反力を直交梁を経て支柱の周辺部に均等に分布させるようにする。詳細は O H P にて示す。

11. あとがき

長大吊橋の主塔に大形 H 形鋼を使用したラーメン構造の適用を検討してみた。かなり以前に、トラス柱構造を用いた吊橋が G・W 橋をはじめとしていくつか建設されており、かつ、建築の分野においても類似の構造の超高層建築が多数存在しているとはいえ、吊橋主塔特有のいくつかの問題点があるが、今回はその一端に触れてみた程度でいづれも今後に残されている。

建築の超高層と吊橋主塔との大きな差異は、吊橋主塔がその頂部に非常に大きな鉛直荷重が集中して作用しているのに対して、超高層の方は全高にわたって鉛直荷重が分布していることであり、また、主塔の頂部が水平方向の剛性の大きな主ケーブルで支持されているのに対し、超高層は完全にフリースタANDING であることなどである。しかし、かなり共通の部分もあるので、相互に参考となる点もあると思う。また、両者それぞれ耐震、耐風上の取扱いが異なってくるのは当然である。本稿ではこの耐震、耐風については触れていないが、興味のある問題を提供することであろう。

参考文献

- 1) 岡内 功・伊藤 学・宮田利雄：耐風構造、丸善、1977
- 2) 平井 敦：鋼橋第Ⅲ巻、技報堂、1967
- 3) 小西 一郎：鋼橋設計編Ⅱ、丸善、1976

Suggestions on Long Span Suspension Bridge Structures

YOSHIAKI NAKAYAMA

General

When steel structures are used for the main towers of long span suspension bridges, the following construction types are used for the sectional shapes of main shafts. One, is the steel plate cell structure with a closed section (there may be one or several cells) and the other, the column-truss type structure consisting of numerous columns, as in the case of the George Washington Bridge.

Nowadays, however, the steel plate cell structure is usually used on account of its compactness, simple architectural beauty and its advantages regarding the structure of shafts.

If suspension bridges become more larger in the future, the following problems with the construction of the main tower of cell structure will arise.

(1) If unit blocks are made larger, then taking into account the construction period, the unit weight will increase and at the same time, larger facilities for manufacturing, transportation and erection will be required. This is particularly true of construction type cranes (e.g. creeper cranes, etc.), which prove to be rather troublesome if enlarged.

(2) The functions of damping equipment, which is to prevent the wind oscillation caused by the Karman vortex during construction, cannot be ensured due to the increase in the height of the main tower and that in the length of span.

(3) Since a large sectional area is required, many cells become necessary, and the construction period has to be extended, causing complications in construction.

In order to cope with these problems, we would like to suggest the following proposal. Instead of using a cell structure with a closed section, as many columns as possible should be arranged around the main shaft. By binding columns together only with tie beams with an I cross-section and forming a rigid frame structure, a main shaft may be built. This method is very similar to that with tall tubular steel buildings with a very high slenderness ratio.

Wide flange section for heavy columns with as rolled members (e.g. 608 x 477 x 90/125, $A = 1,519 \text{ cm}^2$) is used as column. Tie beams have an I shaped built-up section made of steel plate. The rigidity ratio of a column to a beam may be chosen freely by adjusting the depth, space and plate thickness of this tie beam. Thus by selecting the appropriate rigidity ratio of a column to a beam, it will not be necessary to select a slender main shaft as sufficient flexibility can be obtained without doing so. Thus some space can be secured inside the tower, and work can be carried out easy.

Since columns are arranged around the main shaft mainly in the sectional area, sectional efficiency is good and affects the flexibility mentioned above.

In constructing a main tower, many universal construction machines with re-latively small capacities (e.g. four 30t cranes for each main shaft) can be used to reduce the construction period.

Since the main shafts are wind-ventilated structures, the wind oscillation caused by the Karman vortex can be prevented and damping are not necessary. If the space between horizontally placed columns is such, that effects of aerodynamic interference can be reduced to a minimum, the static wind pressure does not have to be increased.

The numerically controlled machines used for the construction of high-rise steel buildings can be used for this construction. Just before or soon after the completion of a suspension bridge, aluminium or stainless steel curtain walls are placed so as to cover columns and beams. These are beneficial from the viewpoints of the appearance and maintenance. Much internal space can also be provided, depending on the tower.