

香港における300m級超高層オフィスの構造設計(LDC-H6ビル)

STRUCTURAL DESIGN OF 300m OFFICE BUILDING IN HONG KONG (LDC-H6 TOWER)

竹内 徹 —*1 李 千山 —*2
木村 功 —*3

Toru TAKEUCHI —*1 David C.S. LEE —*2
ISAO KIMURA —*3

キーワード:

鋼構造, 超高層, チューブ構造, 海外プロジェクト, コンクリート充填鋼管柱, 粘弾性ダンパー

Keywords:

Steel structure, High-rise, Tube structure, Overseas project, Concrete in-filled steel column, Visco-elastic damper

LDC-H6 Building (The Center) is under construction in Hong Kong, with the height of 300m and 73 structural floors. Having a unique elevation and star-shaped plan without concrete core, it realized the flexible and minimum core area which enabled maximizing office efficiency in the limited floor area. Various analyses are carried out for examining the performances of its star-shaped moment frame tube, and compared with a Japanese building which has the similar height and structure. This paper briefly reports on above studies, and discuss on the structural design between Hong Kong and Japan.

1. 序

諸外国に対する日本の建築構造設計の特殊性は、その要因として1)地震荷重を主体とした高い水平外力、2)これに対応した独特の弾塑性設計、3)崩壊形を考慮したモーメントフレーム主体の構法、4)固有の部材設計規準、を挙げることができる。4)の部材設計の特殊性は結果として大きな設計の違いに結びつかないとすれば、設計荷重が地震で決定されない同規模、同構法の国内外2つの構造設計を比較することは上記の仮定を検証する上で興味深い問題となる。

現在、香港・セントラル地区において、筆者らが構造設計を担当した300m級の超高層ビル、LDC-H6ビル(中環中心)が建設中である。本建物は350m(内マスト50m)、73階の高さと150,000m²の延べ床面積を持つオフィスビルであり、足下で絞り込んだともろこし型の形状と共に、コンクリートコアを用いず外周に配された鉄骨による星形のフレームチューブ架構によりすべての水平荷重を負担するといった、同地域における類型¹⁾⁻³⁾とは異なった構造計画が採用されている。その結果、この建物は高さ、規模、構法共に我が国で始めて風荷重が卓越した超高層である横浜・ランドマークタワーと類似の建物となっている。

ここではこのLDC-H6ビルの設計荷重・構造計画ならびに不整形チューブ構造の力学性状を報告すると共に、主要な諸元をランドマークタワーと比較しつつ分析し、それぞれの最終構造形態より国内外の構造計画則の違いを総括的に検証する。またその鉄骨建て方状況について報告し、風で決定される超高層の構造設計の今後の展望について述べる。

2. 建物概要及び構造計画

建物の概要について以下に示す。

建物名称: 中環中心 (LDC/Project-H6)

建築場所: 香港・セントラル地区

建物用途: オフィスビル

階数: 地上73階(公称80階)、地下3階

延床面積: 約150,000m²

建築設計: Dennis Lau & Ng Chun Man (香港)

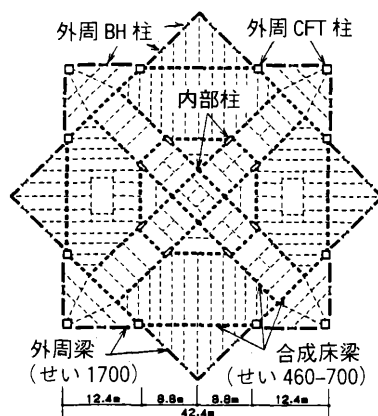


図1: 基準階構造平面図

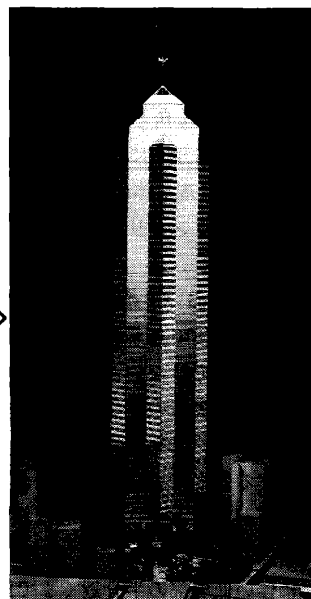


図2: 建物概要(模型)

*1 新日本製鐵(株) 部長代理・工修

(〒100-8071 千代田区大手町2-6-3)

*2 マンセル・アジア・リミテッド ディレクター・RE

(601 World Commerce Ctr., Harbour City, 11 Canton Rd., Hong Kong)

*3 新日本製鐵(株) 室長・工修

*1 Senior Manager, Nippon Steel Corp., M. Eng.

*2 Director, Maunsell Consultant Asia Ltd., RE

*3 Chief Manager, Nippon Steel Corp., M. Eng.

建物高さ：マスト頂部 350 m、構造頂部 300 m
 構造形式：鉄骨チューブ構造（柱に C F T 使用）
 基礎形式：R C ケーソン基礎

架構の基準階平面図、建物概要、構造模式図、および低層部構造模式図をそれぞれ図 1～4 に示す。図 1 に見るように外周架構の骨格は 42 m 角の正方形平面上に配置された 12 本のボックス主柱よりなっており、12 階から 75 階（公称階、以下階名の記述は公称階を使用する）までの基準階では各辺より突き出した三角形形状のキャンチレバーにより、平面全体が 8 つの角を持つ星形の平面を形成している。基準階においてはこの主柱の間に 24 本の B H 柱を配置し、ペリメータゾーンに配された 1700 mm せいの B H 梁と共にモーメントフレームを組むことによって、この星形のチューブ架構を形成している。

但し図 4 に見るように 11 階以下の低層部ではこれらのキャンチレバー部や B H 柱は無くなって 42 m 角の正方形平面に絞り込まれ、トラス架構で連結された 12 本の主柱がビル全体を支持する開放的空間となっている。また、40～41 階と 70～71 階に設けられた機械階では、モーメントフレームのかわりにベルトトラスが外周架構を構成している。これより外周架構はトラス架構とモーメントフレームチューブが積層した構造形式と考えることができる。

一方、コア部を支える内部柱は 8 本のボックス柱と 4 本の H 柱よりなっており、通常の超高層に見られるような R C コア壁やブレース架構は存在せず、ただ鉛直荷重のみを支える機能しか有していない。従ってすべての水平力は外周架構にて負担される。内部柱中央の 4 本の H 柱は、6 階および 42 階において立体架構を通じて周囲の 8 本のボックス柱に統合され、これらのロビー階におけるコア部の無柱空間を実現している。

以上の記述による地上部の主要構造はすべて柱、梁ともに鉄骨である。但し、外周の主柱および内部のボックス柱は、コンクリート充填鋼管を使用している。その最大径は、主柱の地上部で 2250 mm 角、鉄骨板厚は 100 mm となっている。充填したコンクリート強度は全階にわたり $f_c = 45 \text{ N/mm}^2$ （キューブ強度）である。主柱サイズは上層に行くほど小さくなり、42 階で 1200 mm 角、77 階で 600～800 mm 角となっている。部材設計は主に英規準 (BS5950 等) に拠り、部分的に米規準 (AISC) を併用した。

以上の構造全体は地下 3 階レベルより地下 50 m におよぶ直径 25 m の大径コンクリートケーソン 4 セットにより支持地盤より支持されている。

上記において述べたモーメントフレームチューブによる構造システムは 300 m 級の建物を支持するものとしては必ずしも経済的な最適解ではないが、この建物の計画においては限られた床面積の中での最大のオフィススペースの確保が最優先された。本建物のように、水平力負担を外郭構造に一任し、コア部の構造を軽微にすることによって、構造に制約されない、自由で経済的なコア計画が可能となる。図 5 は低層部と高層部のコアの変化を示したものであり、高層部のコアの面積はエレベータシャフト数の変化に伴い低層部の半分近くまで節約されていることが同図より解る。こうして得られたオフィススペースのメリットは、構造上の若干のコスト増を補ってあまりあるというのが施主側の判断となった。外周架構形式には図 6 に示すように幾つかの候補が提案されたが、風水上最も好ましい A の実施案が選択された。

最終的に採用された構造計画は、日本において主に風荷重に対

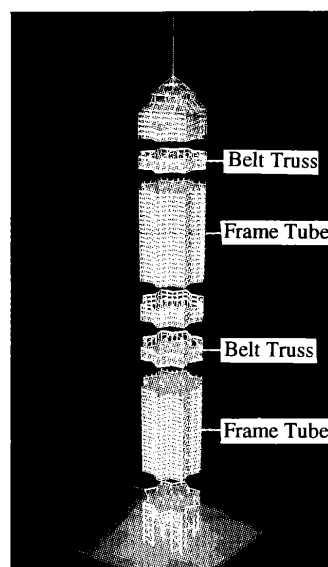


図 3：上部構造架構図

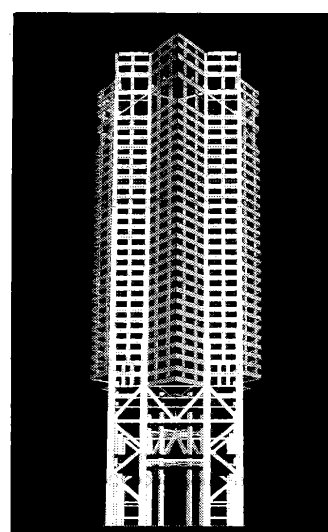


図 4：低層部架構

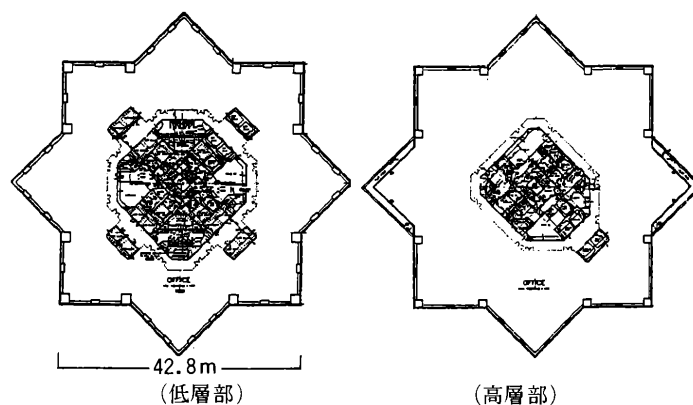


図 5：基準階平面図

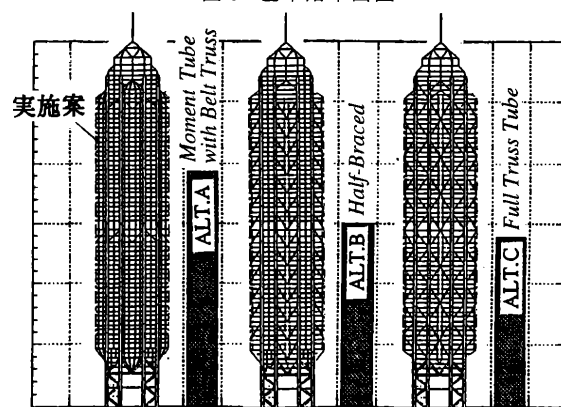


図 6：架構形式のスタディ及び鋼材重量比

し設計された横浜・ランドマークタワーと高さ・規模・構造形式ともに類似のものとなっている⁴⁾。図 7 に両建物の軸組および基準階伏図を同縮尺で示す。両者ともに約 300 m の高さを持つ不整形のモーメントフレームチューブにより構成されており、L D C が 1 重チューブであるのに対しランドマークは 2 重である点や、L D C が足元で絞り込んだ立面を有している点および基準階形状の違いがやや異なっている点となっている。

3. 不整形チューブ構造の基本特性

3.1 設計用風荷重

本立地における風荷重とそれに対する構造の挙動を把握するた

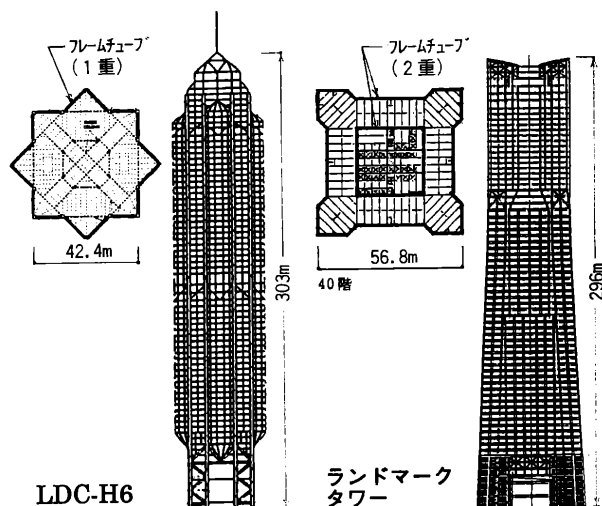


図7:ランドマークタワーとの構造比較

め、フォース・バランス・テストによる風洞実験が行われ、周囲600mの市街がモデルに再現されたうえで風挙動がシミュレートされた。風洞実験における香港政庁の推奨値は以下の通りである⁵⁾。

上空風高度300mにおける風速:64m/s (50年期待値)

風速分布べき指数:0.33, 乱れ分布べき指数:-0.4

地表75mにおける乱れ強さ:0.18

実験結果は地形の影響によりこれより乱れ領域の大きい、方角により性状の異なる複雑な様相を呈したものとなった。荷重は東西方向、すなわち海岸線に沿った方向で最大となっており、最大風圧は頂部付近で約 4.2kN/m^2 となっている。平面形状より風直角方向の卓越は見られず、その分布はHK wind code (1983)⁶⁾にほぼ内包された値となった。

構造解析においてはこの風洞実験結果とHK wind codeの双方が使用されている。最終的に得られた設計用水平荷重を図7にまとめて示す。GLレベルのせん断力は約50,000kN(ベースシア約0.04)、転倒モーメントは $8.0 \times 10^6\text{kNm}$ となっている。風力方向と直交方向の合成は、風洞実験の結果より 45° 方向に対し両方向設計荷重の80%のベクトル和となる包絡線で設定した。

居住性のクライテリアとしては1年期待値の最大加速度が 4mg 以下とする事が目標として設定された。これは、カナダ規準の事務所用許容最大加速度である 30mg (10年期待値)とほぼ一致する性能規定となっている。

図8中にランドマークタワーの設計用風荷重をあわせて示す。LDCの風荷重は、せん断力・転倒モーメント共にランドマークの約半分の値となっている。

3.2 不整形チューブ構造の性状

上部の架構全体は、図9に示されるような各梁、柱を線材に置き換えた3次元モデルにより解析された。不整形チューブ架構の床スラブに与える応力度を正しく把握するため、各階の床パネルはフロアデッキの形状を考慮した等価な面内剛性を有する板要素に分割してモデル化した。足元は地下3階レベルで鉛直方向に支持され、地表レベルにおいて、地下モデルにより導き出された剛性のパネで水平方向に支持されている。外周の柱・梁接合部はそれぞれパネルゾーン50%の剛域をもつ剛接合としてモデル化された。又、水平変形の解析においては、重心の移動による付加転倒モーメント、すなわちP- δ 効果による付加変形が考慮された。

解析の結果得られた振動諸元および各風荷重に対する最大変形

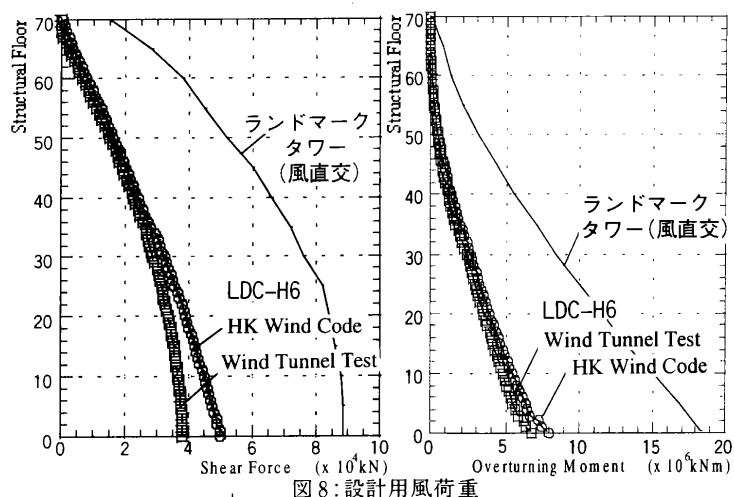


図8:設計用風荷重

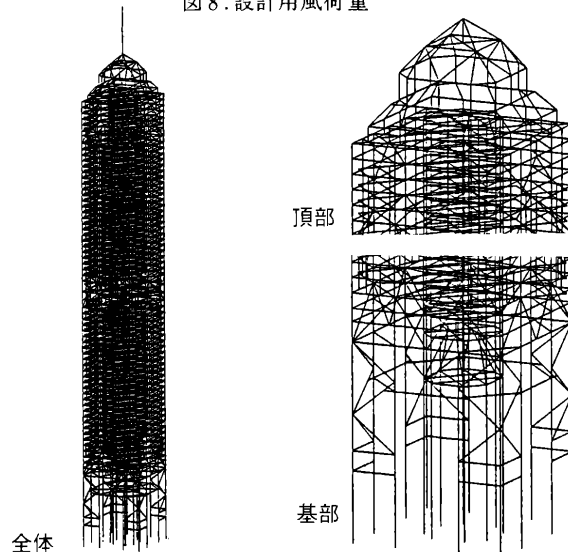


図9:解析モデル

表1:地上部構造性能緒言

	Tower Sway		Interstory Drift
	From B3 level (H=317.55m)	From GL level (h=303.70m)	
Wind Tunnel Test Results (dynamic) -X	51.7 cm (H/614)	51.3 cm (H/592)	1/416
Wind Tunnel Test Results (dynamic) -Y	50.7 cm (H/626)	50.3 cm (H/604)	1/422
Hong Kong Wind Code (static) -X direction	60.1 cm (H/529)	59.5 cm (H/510)	1/363
Wind Tunnel Test Results (static) -Y	58.9 cm (H/539)	58.4 cm (H/614)	1/369

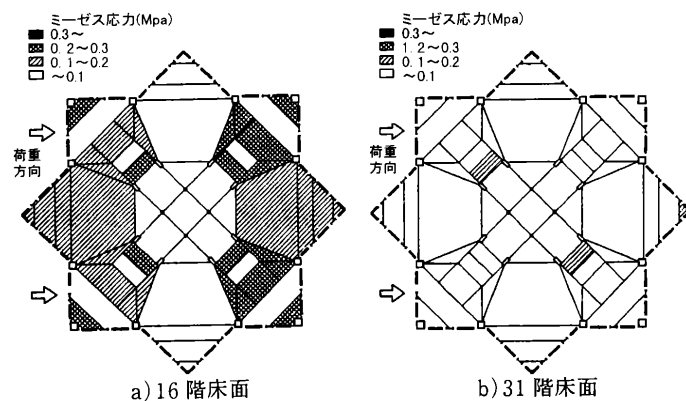


図10:設計風荷重時における床スラブ面内応力

を表1に示す。固有周期は両方向とも約6秒であり、この高さのビルとしては標準的なものである。頂部水平変形はHK Steel Code⁷⁾の要求性能である高さに対する1/500、層間変形は階高の1/300を満足し、かつ層間変形はクライテリアに対し2割程度の余裕を持つ結果となっている。

全体モデルの解析によって得られた風荷重時の床スラブ面内応力の一部を図10に示す。基準階の床スラブ面内応力は顕著でなく、通常の床配筋でこの星形のチューブ架構が成立することが確認された。但し三角形のキャンチレバー部が下部で消滅する9～15階部分では、キャンチレバー部の内側への押し込みによる高い圧縮応力が床スラブ面内に発生するため、これに対処するため床構面内にトラス架構が導入する必要性が生じた。

外周架構の梁は、標準的に柱の外面に合わせて剛接合されているため、外周のボックス柱-BH梁接合部においては平面内に柱径に対し20～25%の偏心が存在する。個々の接合部の設計においては、これらの偏心による付加応力を考慮した。また、偏心接合が剛性に与える影響についても、追加解析を行い、その影響が許容限度内にあることを確認した。

図11は、標準的な柱-梁サイズにより構成したベルトトラス部の無い単純化チューブモデルについて柱-梁接合部に偏心を設けたモデルと偏心の無いモデルの水平剛性を作成してせん断荷重に対する変位分布を比較し、偏心接合が全体水平変形に与える影響を検証したものである。この解析結果により、偏心モデルによる変形への影響はこれを無視した場合に対し約10%程度に納まっている事が解った。

また、全体解析のワイヤーフレームモデルにおいて剛域により仮定されたパネルゾーンの剛性評価および応力分布を検証するため、図12に示すような鋼管コンクリートとBH梁の標準接合部のFEM解析を行い、剛性の比較を行った。その結果、FEMモデルの柱-梁変形は剛域50%を有する単純化ワイヤーフレームモデルと良い一致を示し、全体モデルの妥当性を確認することができた。まとめると、この不整形チューブ構造は水平荷重に対しほぼ通常のチューブ構造と同等の挙動を示し、偏心の影響も大きくないと判断できる。

最終的に得られた部材断面およびチューブ1重又は柱1本あたりに規準化したベースシア、転倒モーメントをランドマークタワーと並べて表2に示す。個々の部材形式は異なるものの、各部材断面性能は全体的に類似のものとなっており、また規準化された各外力値は最大25%程度の差の類似値となっている。これより両者の構造計画は荷重の差がそのままチューブ層数・柱数の差に帰結していることになり、風荷重が卓越し規模・構法の類似な構造物は日本国内外・部材設計規準の違いを問わず類似の構成則を有しているものと考えられる。具体的には、 $5 \times 10^4 \text{ kN}$ のベースシア、 $9 \times 10^6 \text{ kNm}$ の転倒モーメント毎に対し1重の平均40m角のフレームチューブをもって必要な強度・剛性を確保することが可能である。

3.3 今後の構法の可能性について

米国においては、1970年代より粘弾性ダンパー等により構造物に付加減衰を与え、風荷重に対する最大応答を制御する試みが多く、の超高層ビルにおいて実施されており、近年日本においても幾つかの実例が出始めている。この手法は香港を始めとする東南アジアにおいても有効と考えられる。

本建物については試験的に、頂部マスト（高さ50m）に粘弾性ダ

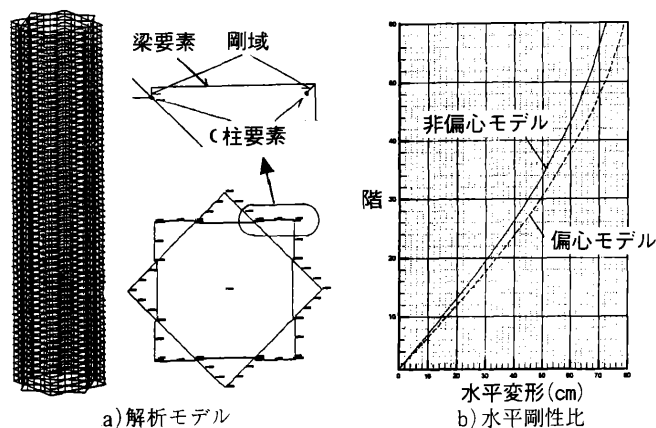
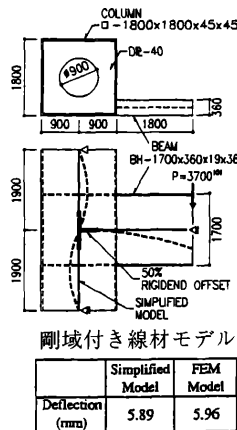
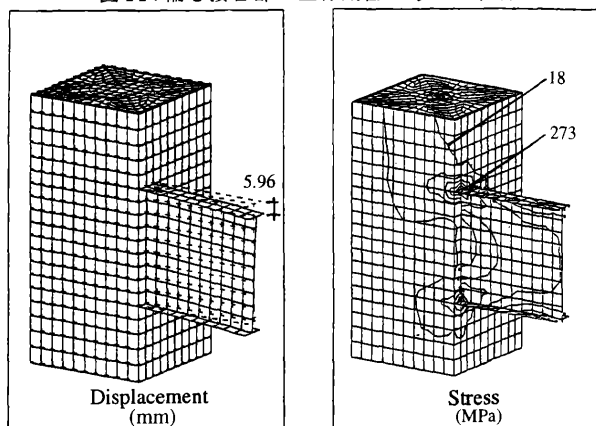


図11: 偏心接合部が全体剛性に与える影響



剛性の比較

図12: パネルゾーンの剛域評価

表2: ランドマークタワーとの構成部材比較

		LDC-H6				ランドマークタワー			
		< 1/363				< 1/247			
層間変形角	部位	構造	形状	径・成	板厚	構造	形状	径・成	板厚
9階以上	柱	S	□	径600~2250	16~55	S	□	径500~900	19~100
	梁	S	H	成1250	25~60	S	H	成800~1300	22~100
8階以下	柱	CFT	□	径1800~2250	55~100	SFC	-	径900~2100	-
	梁	S	H	成1700	30~80	SRC	-	成1200~1900	-
梁偏心		20~25%				原則として無し			
チューブ層数T		1重(42m)				2重(57m+27m)			
基準階柱数Nc		36本				80本			
柱断面係数Zc		372m ² 本				842m ² 本			
V ₀ -スリットQ _B		5.0 x 10 ⁴ kN				9.0 x 10 ⁴ kN			
転倒モーメントM _B		8.0 x 10 ⁶ kNm				18 x 10 ⁶ kNm			
Q _B /T		5.0 x 10 ⁴ kN				4.5 x 10 ⁴ kN			
M _B /T		8.0 x 10 ⁶ kNm				9.0 x 10 ⁶ kNm			
Q _B /Nc		1389kN/本				1125kN/本			
M _B /Zc		2.15 x 10 ⁴ kN/本				2.14 x 10 ⁴ kN/本			

ンバーを付加し、振動の制御を試みた。マストは、図13に示すように径500mm～1200mmのパイプにより構成されている。主柱には様々な意匠上の飾りが付加されているが、すべて非構造材であり、主柱はこれらのアクセサリーの影響を考慮しつつ、キャンチレバーとして風による動的性状および疲労強度を評価して設計された。しかし仕上げのない溶接接合された鉄骨構造物の減衰常数は約0.5%以下と低い為、付加的にVEM（粘弾性体）ダンパーを設置した。粘弾性体は米国で実績のあるアクリル系VEMを使用し、アクセサリー・トラスの端部付近に、アクセサリー部材自身のカルマン渦による振動と主柱本体の曲げ変形に減衰を付加するよう取り付けた。

図13中に解析のモデルおよびVEMダンパーの評価を示す。解析の結果、これらのダンパーによる付加減衰常数は主構造で数%、アクセサリーで数10%程度となっており、特にアクセサリー部材の振動を抑制するのに十分な減衰効果が得られることが解った。

4. 鉄骨建方状況

表3に建設全体スケジュールの概略を示す。上部構造の設計は1994年3月に開始され、香港政庁の設計承認は1995年4月に取得された。その後、鉄骨加工は1995年6月より開始され、地下部建て方が1996年1月に開始された。頂部のマストの建て方完了は香港返還直前の1997年6月である。地上部の建て方に要した期間は

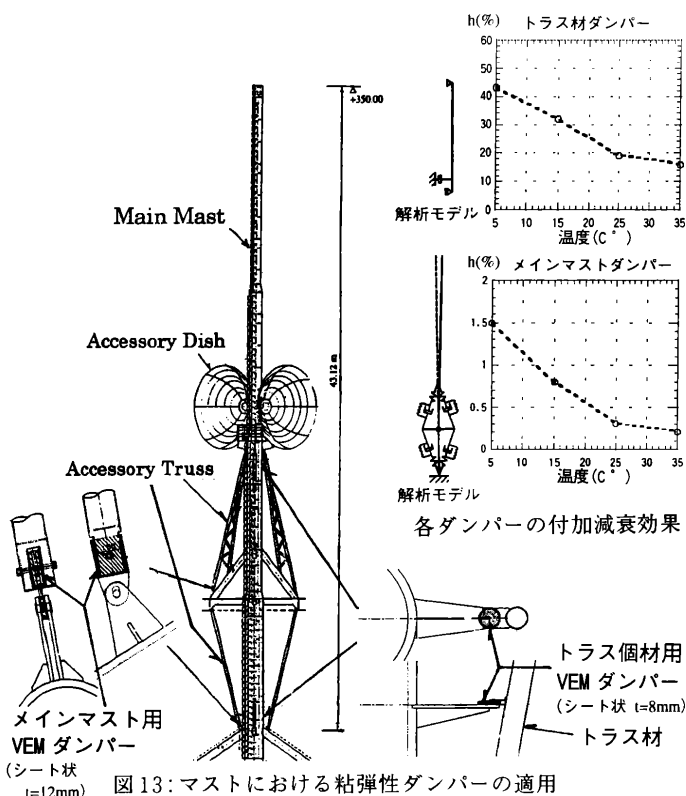
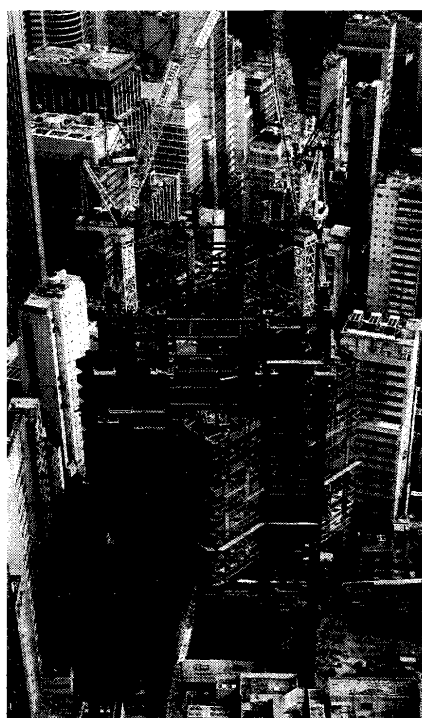


表3: プロジェクトスケジュール

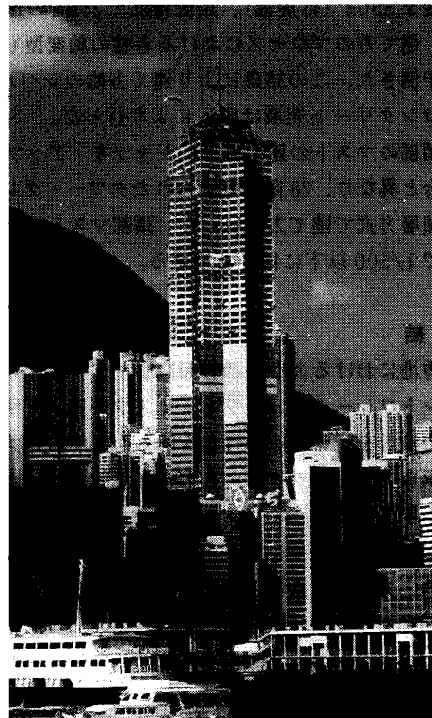
	1994												1995												1996												1997											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7					
Design	Superstructure												Connections												Revision & details																							
Fabrication													B/F												42/F												Mast											
Erection																									B/F												42/F				Mast							



(96年10月)



(97年4月)



(97年6月)

写真2: 鉄骨建て方状況



写真3：基礎ケーソン施工状況

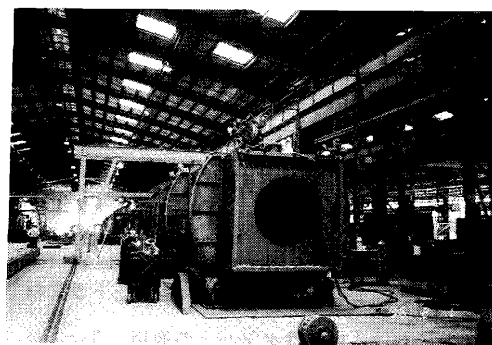


写真4：ボックス柱加工状況

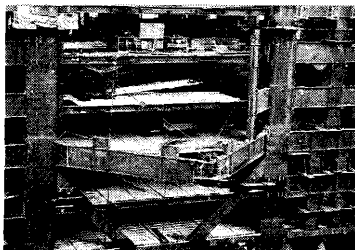


写真5：キャンチレバー部建て方状況

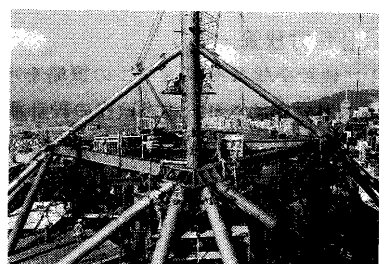
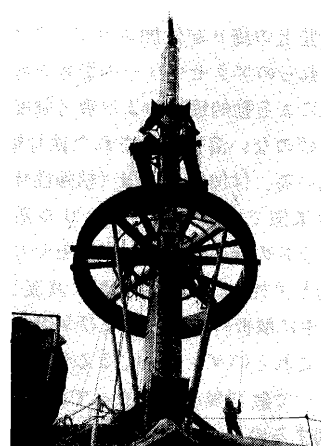


写真6：頂部マスト建て方状況

14ヶ月であり、これは1フロアあたり約4.8日に当たる。

写真2～6に鉄骨建て方の様子を示す。12階、16階に位置するキャンチレバーの最初の梁は、写真5に見るように主柱より仮設のテンションロッドで吊り出され、1節分の建て方を行い現場溶接が終了した段階でロッドを撤去した。この際、上部構造建て方に伴う先端部の変形を解析により予測し、キャンバーとして与えている。その後は通常と同じ要領で建て方を行い、タワー全長を通じて水平精度±35mm（外周部）、鉛直精度±25mmの建て方精度を満足させた。建て方のプロセスにおける各柱の軸変型もあらかじめ解析により予測され、この結果により建て方時のレベル調整を行った。CFTのコンクリート充填は圧入により行った。

頂部のマストの建て方は、ジャッキ・アップを行った中国銀行の場合と異なり、78階に据えられたタワー・クレーンにより3分割して積層方式で建て方を行った。頂部マストの建て方精度は、水平変位で1/500以下に納まっている。

5. 結

香港における300m級の超高層オフィスに対し、星形の外周モーメントフレームチューブとトラスフレームを積層させた架構により構造設計を行い、その性状を明らかにすると共に同規模・同構法の横浜ランドマークタワーとの構造比較を行った。その結果以下のことが明らかになった。

1) 星形の外周モーメントフレームチューブは、床スラブに過大な面内応力を生ずること無く水平力に対し通常のチューブ構造と同様の挙動を示す。

3) 水平面内の柱径に対する20～25%の梁の偏心がチューブ剛性に与える影響は10%程度である。また、パネルゾーンの剛性はパネル領域の50%の剛域モデルとほぼ同等である。

2) 香港における再現期間50年以上の台風による風荷重に対し、

高さ300mの上記チューブ構造は外周1フレームのみで十分な耐力および剛性を有して設計が可能である。これに対しランドマークタワーはLDCの約倍の風荷重に対し2重のチューブで構造を成立させており、風荷重が卓越する構造物の構成則は国内外の部材設計規準の違いを問わずほぼ共通となっている。具体的にはそれぞれ $5 \times 10^4 \text{ kN}$ のベースシア、 $9 \times 10^6 \text{ kNm}$ の転倒モーメント毎に対し1重の平均40m角のチューブで設計が可能である。

謝辞

基本計画段階で提案されたスキームは、Leslie E. Robertson氏および彼のアソシエーツの援助に拠るものです。また、風洞実験はWestern Ontario大学のBoundary Layer Wind Tunnel Laboratoryにより行われました。また実施設計については新日本製鉄(株)今村努、小西宏明、川村典久各氏のご協力、鉄骨加工・建て方については同岸畑邦彦、江口真木、齊藤剛、望月信宏、吉野川健一、宮田智夫の諸氏他、多くのスタッフのご尽力に拠るものです。

参考文献

- 1) F.Khan: Evolution of Structure Systems for High-Rise Building in Steel and Concrete, 1973
- 2) D.S.Korista, M.P.Sarkisian, A.K.Abdelrazaq: Jin Mao Tower's Unique Structural Engineering, Shanghai Int. Seminar for Building Const. Technology, 1995
- 3) I.Kimura, Wei Lian: Structural Design of Composite Skyscraper-Shun Hing Square, The 3rd Sino-Japan Symposium on Building Structure Techniques, 1997
- 4) 牧野巖、山崎真司、磯村栄治、柏尾栄、豊泉正雄：みなとみらい21・25街区ランドマークタワー、ビルディングレター、1990.7
- 5) HK Building Ordinance Office: PNAP150: Wind Tunnel Testing of Buildings, 1991
香港政庁では、風洞実験を行うにあたり、別途検討を行わない場合は付記条件を参照する様指導している。本プロジェクトでは上空高度風速レベルのみ準拠し、風速分布および乱れについては市街地モデルに拠った。
- 6) HK Building Development Dpt.: Code of practice on wind effects Hong Kong, 1983
- 7) HK Building Authority: Code of practice for the structural use of steel, 1987

[1998年3月18日原稿受理 1998年7月8日採用決定]