

建築計画における外殻構造システムの
可能性に関する研究

Applicability of Exterior Shell System to Architectural Design

2019 年 7 月

早部 安弘
Yasuhiro HAYABE

建築計画における外殻構造システムの
可能性に関する研究
Applicability of Exterior Shell System to Architectural Design

2019 年 7 月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

早部 安弘
Yasuhiro HAYABE

— 目 次 —

	頁
第1章 序論	・ ・ ・ ・ 1
1.1 山本学治との対話	・ ・ ・ ・ 2
1.2 耐震構造・免震構造・制振構造の発展	・ ・ ・ ・ 5
1.3 外殻構造の定義	・ ・ ・ ・ 7
1.4 論文の構成	・ ・ ・ ・ 9
【参考文献】	・ ・ ・ ・ 10
第2章 外殻構造のバリエーションと設計事例	・ ・ ・ ・ 11
2.1 はじめに	・ ・ ・ ・ 12
2.2 耐震構造における外殻構造	・ ・ ・ ・ 14
2.3 免震構造における外殻構造	・ ・ ・ ・ 36
2.4 制振構造における外殻構造	・ ・ ・ ・ 53
2.5 超高層建築物での事例	・ ・ ・ ・ 66
2.6 まとめ	・ ・ ・ ・ 69
【参考文献】	・ ・ ・ ・ 70
【建物概要】	・ ・ ・ ・ 71
第3章 外殻構造の設計手法	・ ・ ・ ・ 75
3.1 はじめに	・ ・ ・ ・ 76
3.2 構造設計事例の適用範囲	・ ・ ・ ・ 76
3.3 外殻構造の地震荷重伝達機構	・ ・ ・ ・ 80
3.4 中低層建築物のコンセプト・モデル	・ ・ ・ ・ 84
3.5 中低層建築物への外殻構造の適用における留意点	・ ・ ・ ・ 85
3.6 免震構造の積極的採用	・ ・ ・ ・ 87
3.7 まとめ	・ ・ ・ ・ 87

第4章 提案モデル ～外殻構造の可能性～	・ ・ ・ ・ 89
4.1 はじめに	・ ・ ・ ・ 90
4.2 提案モデル A ～都市型中層建築物～	・ ・ ・ ・ 90
4.3 提案モデル B ～超々高層建築物～	・ ・ ・ ・ 99
4.4 まとめ	・ ・ ・ ・ 113
第5章 結論	・ ・ ・ ・ 115
研究業績書	・ ・ ・ ・ 120
謝辞	

第 1 章

序 論

1.1 山本学治との対話

ここに1冊の本がある。「造形と構造と」¹⁾という本である。著者は山本学治。この本との出会いは30年前にさかのぼる。1987年に建築学科の4年生であった筆者は学士論文に取り組んでいた。テーマは近代建築から現代建築における技術表現主義についての考察であった。ノーマン・フォスターの「香港上海銀行(1985)」, レンゾ・ピアノの「ポンピドーセンター(1977)」, リチャード・ロジャースの「ロイズ・オブ・ロンドン(1984)」といった建築が世間をにぎわし、それらをまとめて「ハイテク建築」と呼んでいた。建築雑誌でもSD(鹿島出版会)から1985年1月号で「ハイテック・スタイル」という特集が組まれていた。特徴としては、構造部材である「柱」, 「梁」, 「ブレース」を表出させて建築デザインとする点があげられる。この「テクノロジー表現主義」というべきか「構造表現主義」というべきは定かではないが、これらの様式の原点を求めて文献を探していた時に山本学治の論文に出会った。山本学治(1923-1977)は主に1950年代から1970年代かけて多くの著述を残した近代建築史家である。山本学治が他の建築史家と異なるのは、近代における構造技術史および構造技術者に関する著述が多い点にある。これは山本学治の経歴にも一因がある。山本学治は1945年に東京大学工学部建築学科を卒業するが、この時に構造学者である小野薫教授の研究室で構造について学び、その後、関野克教授の研究室で建築史を学んでいる²⁾。実際、1947年に小野薫教授との共著で構造物の制振法に関する論文を執筆している。このような経験が後の彼の広範な研究領域——材料、造形、構造技術、建築家像、構造家像、技術倫理——へとつながっていたものと考ええる。筆者の話に戻すと、学士論文の執筆の際に山本学治の論文に辿り着いたのは、マイヤール、ネルヴィ、アラップといった近代建築史における著名な構造家の論文を探していた時である。当時、学士論文の趣旨が作家論であり、建築家・構造家の思想論に主眼を置いていたため、山本学治の思想の深遠に踏み込むまでには至らなかった。しかし、改めて山本学治の著述を読み返したとき、彼の思想と筆者の思想が、ある時は融合し、ある時は衝突する感覚を覚えた。

例えば「現代のデザインと構造について(1954)」³⁾では『「デザイナーと構造技術者の協働」とか「デザインと構造の結びつき」とかは現代建築の大きな問題としてしばしば話される文句である』という文章から始まっている。論文発表が1954年であるから、ここでの現代とは1950年代を指してはいるが、文章だけを取り出せば、提起されている問題は21世紀の現在と変わらないことに驚かされる。構造設計者としての職能をもつ筆者から見ると、60年以上も前から同じ問題を議論していたのかと身につまされる。この点について山本学治は次のようにも分析している。

『ことさらにデザインと構造の結びつきを問題としなければならないくらいにその両者

が分離している状態は、現代の持っているネガティブな特殊性ともいえるであろう。この特殊性はどうして生まれたか。それは、建物を構築する方法が近代以前のような経験的・手仕事のものではなく、物理・化学・数学につながる工学的知識（建築工学）に基礎づけられ、同時に工業的に生産される材料に基づいたことによって、建築設計の仕事がある一人の総合能力から逸脱し、各専門分野に分割されたからである』³⁾

多くの有名建築を輩出した東京オリンピックの1960年代には既に建築設計の職能の分離は確立されていた。例えば、代々木のオリンピック・プール（現・国立代々木競技場）では建築設計を丹下健三、構造設計を坪井善勝、設備設計を井上宇一がそれぞれ担当した。この共同作業のスタイルは21世紀の現在においても変わらない。また、総合組織設計事務所も1950年代には存在している。構造家の木村俊彦は1950年に東京大学を卒業すると、前川國男建築設計事務所に入所している。当時の前川國男建築設計事務所には構造部門があり、既に横山不学が活躍していた。当時の事を知らない筆者が文献から窺い知る限りにおいては丹下健三と坪井善勝、前川國男と横山不学、木村俊彦と多くの著名建築家といった関係性は悪いようには思えない。山本学治が著述の中で問題にしたのは、有名建築家と有名構造家による有名建築ではなく、当時の高度成長期に大量に建設された一般建築の設計・建設行為であろう。筆者も建設会社の設計部門に在籍していたことがあり、その中で多くの建築が生産される過程を見てきた。筆者が設計組織に在籍していた約四半世紀の時間を経て、山本学治の抱いた危機感に共感できるようになった。

山本学治はデザインと構造の総合について、『現在、デザインと構造の関係が重要視されなければならない理由は、よく言われているように、デザイナーが構造を理解せず、構造屋がデザインを理解しない、というような両者の勉強不足の程度にあるのではない。・・・現代建築の不幸は、デザインが構造と分離していることにあるのではなく、構造計画が含まれない設計行為をデザインとしているところに始まっている。それ故この不幸の解消のためには、従来の意味でのデザインと構造の協力というよりも、そのおのおのが各自のあり方を改変して、おのおの分担を組みなおすことが必要だと思われる。』³⁾と提唱している。この論文で語られている「意匠と構造の総合」という主題は、山本学治の論文で幾度も取り扱われている。「日本における構造技術の近代化について（1964）」⁴⁾では、日本における近代建築は明治末期に始まり、第2次大戦終戦までの20世紀前半を近代期と位置付けている。この時期を建築と構造が分離した不幸な時代として、その原因について『日本建築の近代化の過程に「（西洋的）19世紀の技術の時代」が欠けているため』⁴⁾と論じている。さらに、この命題に対する山本学治の一つの結論が「個性的創造」と「普遍的創造」という言葉に集約される⁵⁾。

『新しい有用性の創造は、その社会に内在する必要とその素材に内在する可能性という「かくされた必然性」の発掘であり物化であって、それが特定の個人によって試みられたとしても、それは個性的創造ではない。その追求の成果は、それにつづく多くの人びとによって模倣され吸収され修正されて発展することができる。その時期の一般的特性の顕在化のひとつであり、この意味でこれを普遍的創造ということができるだろう。これに反して新しい表現性の追求は、その時期の一般的特性に基づいた個性的創造である。その創造性は、他の人に模倣され吸収されることによって発展することはあり得ない。ぼくがことさらに普遍的創造と個性的創造の意味と働きの違いを述べてきた理由は、現代建築における普遍的創造の重要性を強調したいからである。両方は、それぞれ違った意味で対等に創造的でありうる。けれども現在の日本の建築界では、個性的創造が重要視されすぎている。というよりも両者の意味と働きの相違が問われることなしに、建築設計における創造性を個性的創造性としてのみとらえようとする、一面的な雰囲気が多すぎるように思えるからである。』⁵⁾

山本学治にとって普遍的創造とは『そこに潜在する新しい技術的必然性を発掘すること』⁵⁾であり、すなわち「新しい技術形式の発掘」なのである。また、この普遍的創造について、『われわれのなすべきことのひとつは、多様な構造技術に内在する「かくされた必然」を発掘することである。そのために建築家と技術者は、個性的表現に制約され汚染されない意図の純粋さと技術的独創力をもって、先例のない普遍的独創に挑もうとする勇気をもつことが必要であろう』⁵⁾と述べている。山本学治の論点はここに尽きると思う。ある意味、技術至上主義的雰囲気が強く、この主張が当時の建築界の中で多くの人に賛同を得るのが難しかったのではないかと考えてしまう。構造技術者には受け入れやすい意見である一方で、建築家にとっては受け入れがたい意見だったのではないだろうか。「個性的創造の何が悪い」と。実際、山本学治の没後、1980年に流行した「ポストモダン」建築も、ひとつの個性的創造の発露といえないだろうか。

さて、学生時代の筆者にしても、山本学治の「普遍的創造」に言及するほどの思いには至っていない。しかし、それから30年が経過した今、実務者として構造設計を行ってきた経験を通して、山本学治の問いに何と答えるか考える時が来たように思える。

1.2 耐震構造・免震構造・制振構造の発展

山本学治の没後、1977 年以降に建築基準法をはじめ構造設計に関する基規準が大きな変遷をたどることになる。本節では、その変遷史を含め、現在の構造設計技術に至る過程を振り返ることとする。

そもそも、建築構造設計の歴史的変換点は大震災に遭遇する度にある。近年の中で最も大きな変換点は 1981 年に改正された建築基準法の新耐震基準である。それまでの旧耐震基準は震度法であり、震度 0.2 の地震力に対して許容応力度設計のみが行われていた。しかし、1968 年の十勝沖地震、1978 年の宮城県沖地震による被災家屋が甚大であったため、1981 年の新耐震基準では 2 段階設計が導入された。1 次設計は旧耐震基準と同様に許容応力度設計ではあるが、震度法から層せん断力係数による地震力定義へと変わった。同時に地震力の高さ方向の分布に A_i 分布が採用されたことは建物の高次モードの影響を加味したことに大きな意義がある。さらに 2 次設計において保有水平耐力計算が導入された。許容応力度設計は元々動的な外乱である地震動を等価な静的外力として建物に作用させ、建物に生じる応力や変形を評価するものである。この時の建物の状態は弾性状態であり、地震動が終われば建物は元の状態に戻り、建物には継続使用できることが要求される。それに対して保有水平耐力計算は、建物の主要構造部材である柱や大梁の塑性化を評価する終局強度型の設計である。

この計算方法が導入されたことの意義は、日本において地震動の入力エネルギーの概念が構造設計法の中に取り入れられた点である。エネルギー保存則からすれば、地震が発生し、建物の中に入力された地震動のエネルギーは何かによって消費されなければならない。その「何か」に相当するものが建物の減衰である。特に保有水平耐力計算においては、RC 造であれば鉄筋、S 造であれば鉄骨が降伏するときの歪エネルギーの累積が履歴減衰となり、地震動の入力エネルギーを吸収することになる。すなわち新耐震基準によって与えられた 2 段階設計の目的は「建物の供用期間中に 1 回は遭遇するであろう『稀に発生する地震動』に対して、建物は弾性状態に留まり、地震動後の継続使用を可能にし、建物が将来にわたり 1 度は遭遇するであろう『極めて稀に発生する地震動』に対しては建物の倒壊や崩壊を防ぎ、人命を護る」ということにあった。

この設計法が正しかったことは 1995 年の兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）に遭遇した新耐震基準で設計された建物の被害が少なかったことで証明され、新耐震基準による設計方法は現在に至るまで使用され続けている。旧耐震基準および新耐震基準で設計された建物の構造は、いわゆる「耐震構造」として分類されている。言い換えれば「耐震構造」とは、建物の構造体の塑性化を受容することで成立する構造である。「極めて稀に発生する地

震動」後には建物の継続使用が保証されなくてもよいのである。結果として、世の中には靱性型のラーメン構造の建物が増えることになり、建築設計的視点からすれば、ファサード表現や内部空間に対しては自由度の少ない建築を設計せざるを得ない時代であったかもしれない。

その後、建築構造設計を大きく変えていったのが「免震構造」「制振構造」の出現である。特にその契機となったのが、1995年の兵庫県南部地震であった。前述のように兵庫県南部地震において新耐震基準で設計された建物で倒壊、崩壊した建物は少ない。しかし、建物に残留変形が残ったり、大梁や柱の一部に損傷が残ったために取り壊さざるを得ない建物もあった。そのような中で著しい性能を発揮したのが「免震構造」であった。「免震構造」の建物は1980年代より実用されていたが、1995年までの建設実績はそれほど多くなかったが、1995年以降に飛躍的に建設件数が伸びている。同様に「制振構造」も1990年代後半から2000年代にかけて建設件数が伸びている。この背景には、震災における建物の被害状況が明らかになるにつれて、建物自体を全体的に損傷させる「耐震構造」よりも、損傷する部材や部位を特定する「損傷制御設計」または「性能設計」が求められるようになってきたためであると考えられる。また、鋼材ダンパーや粘性系ダンパーなどの応答制御デバイスの開発が盛んに行われ、実施適用に時代が追い付いてきたとみてもよい。

1.3 外殻構造の定義

こうした「免震構造」「制振構造」の普及は、建築設計の側面でも大きく活路を開いた。免震・制振構造は設計用地震力を大きく低減させることができるので、従来は低層建物に多用されてきた RC 耐震壁や鉄骨ブレースが、ある程度の建物規模に対しても採用可能になったのである。これにより、建物内部空間の大スパン化や複雑な建築形態の実現にも大きく寄与することになったり、超高層建築物に連層耐震壁や連層ブレース架構が採用されるようになってきた。本研究の対象である「外殻構造システム」もこのような潮流の中で、クローズアップされてきた構造形式である。「外殻構造システム」とは、以下のような特徴を有する構造形式のことである。

地震荷重や風荷重などの水平荷重に抵抗する構造形式の一つであり、特に水平力抵抗要素（柱、ブレース、耐震壁等）を外周部に配置し、内部は鉛直荷重を支持することに特化した柱のみを配置して、建築計画の内部空間の設計自由度を高めた構造システム

本研究で用いている「外殻構造」という呼称についての明確な定義はない。実際、彰国社刊「建築大辞典 第2版」（2003年）にも「外殻構造」という単語は掲載されていない。この用語に似た言葉で大空間建築に用いられる「シェル構造」という用語があるが、本研究では「シェル構造」は対象外とする。

建物に地震力が作用した時のラーメン構造と外殻構造の違いを図 1.1.1 に示す。(a)のラーメン構造は各柱が自重などの鉛直荷重を支えるとともに地震荷重も負担しており、一方、(b)の外殻構造は内部の柱は鉛直荷重のみを負担し、外周部が地震荷重を負担している。

本研究における「外殻構造」の主たる水平荷重は地震荷重である。地震国である日本においては耐震設計が構造設計の中でも特に重要な位置を占めており、日本における構造形式は「ラーメン構造」と呼ばれる柱梁による「(モーメント) フレーム構造」が主流であるが、「ラーメン構造」は柱梁の配置に制約があり、必ずしも建築計画の自由度を高められる構造形式ではないことは既に述べた通りである。しかし、多種多様化する建築デザインや建築形態、施設の複合化や内部空間のフレキシビリティなど、建築設計の中ではいろいろな要求事項が増えてきている。従って、それらの建築計画の中で様々な課題を解決する一つの手法として「外殻構造」の有用性を検証することを本研究の目的とする。

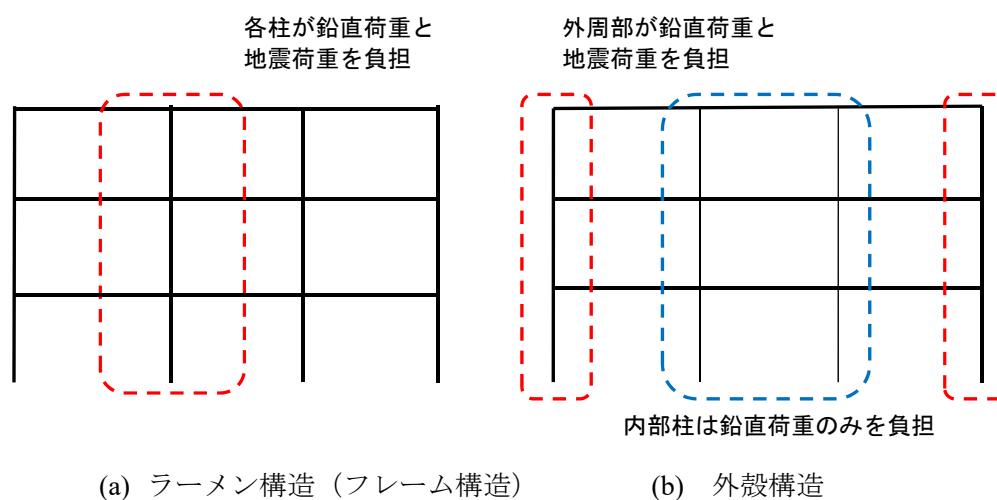


図 1.1.1 ラーメン構造と外殻構造の違い

1.4 論文の構成

本論文の構成を以下に示す。

第 1 章では序論として、山本学治が提唱した個性的創造と普遍的創造の概説と、耐震構造・免震構造・制振構造の発展の歴史を背景に本研究の目的を示した。

第 2 章では、様々な用途の建築物に適用した「外殻構造」の架構システムについて、筆者が構造設計を担当した 5 例と筆者以外が構造設計を担当した 4 例を挙げて、それらを「耐震構造」「免震構造」「制振構造」に分類して、その適用性・有用性について検証する。

第 3 章では、第 2 章で例示された構造設計事例を分析し、「外殻構造システム」の適用範囲について考察する。また、構造設計上の留意点についても言及する。

第 4 章では、第 3 章で提示した「外殻構造」の設計手法に基づき、今後の外殻構造の適用可能性について、中低層建築物と超高層建築物の提案モデルを示し、考察を加える。

第 5 章では、本研究のまとめとして、各章の知見を総括し、本研究の結論を述べる。

【参考文献】

- 1) 山本学治：造形と構造と 山本学治建築論集②，鹿島出版会，1980 年 12 月
- 2) 山本学治：創造するところ 山本学治建築論集③（SD 選書），鹿島出版会，2007 年 9 月
- 3) 山本学治：覚え書 現代のデザインと構造について，新建築 1954 年 5 月号
- 4) 山本学治：日本における構造技術の近代化について，新建築 1964 年 6 月号
- 5) 山本学治：個性的創造と普遍的創造，建築文化 1969 年 10 月号

第2章

外殻構造のバリエーションと設計事例

2.1 はじめに

ピエール・ルイジ・ネルヴィ（1981-1979）は自著「建築の美と技術」¹⁾の中で、『美的表現と力学と施工の要求、または示唆するものとの間には全面的な、そして本質的な一致性があるということである。最も簡単で効率的な計画に従わない構造、あるいは使用材料の特性を考えない施工詳細は、ほとんどすぐれた美的表現を達成することはむずかしいであろう。』と述べている。建築物の設計から施工までのプロセスを構造設計者の立場から俯瞰すると、正に建築の美的表現と躯体施工を結びつける役割を担っているといえる。建築の機能の多様化や複合施設に見られる建築規模の巨大化に伴い、建築の分業化はより一層、細分化して行われているのが現代の建築の実情である。そのような中で、構造設計者が建築家と協働して計画の段階からアイデアを出し合い、施工可能性を含めて議論を重ねることは、建築の完成度を高めるためには重要なプロセスである。そのため構造設計者には、構造力学の知識はもちろんのこと、建築の美的表現のためのボキャブラリーから施工技術まで幅広い建築的教養が必要になっている。本論文は「外殻構造」という構造スタイルが建築計画の中でどのような有用性があるのかを検証することを目的としており、その中で第2章では「外殻構造」を適用した具体的な建築事例を取上げ、その個別要素を分析する。国内事例として9つの建築物を紹介しているが、そのうち5つの建物は筆者が構造設計者として関与したものである。それらの建物では筆者が建築的要求、力学的要求、施工的要求をどのように考え、外殻構造を選択し、構造計画を具体化したのかを示している。

本章で取り上げる9つの国内事例を、まず大分類としての「耐震構造」「免震構造」「制振構造」に分けている。建築デザインや建築形態、施設の複合化や内部空間のフレキシビリティなどの多様化する建築計画について分類する方法もあるが、「外殻構造」のスタイルを決定する大きな要因としては地震力への対応方法であり、そのためには耐震構造・免震構造・制振構造といった構造技術が最も影響しているからである。

また、本章の最後に超高層建築物における「外殻構造」の適用事例を取上げる。超高層建築物は地震動に対応するための構造技術によって「外殻構造」のスタイルが決定されていない。特に海外における超高層建築物は風荷重による水平変形を抑えるために外殻構造が採用されている。日本の超高層建築物は地震動に対する応答制御を最大の目的にしているため、ラーメン構造のバリエーションを脱却してはいない。そのため、「外殻構造」の建築的デザインと呼べる建築物は存在していない。よって、高層建築物における「外殻構造」の適用事例は海外の超高層建築物から紹介する。

本章で取り上げる国内事例は、以下の9例である。なお、*の建物は筆者が構造設計を担当した建物を表している。また、*の建物に関する資料は、特記を除き大成建設株式会社の提供である。

耐震構造

- ・ 南江堂第2ビル*
- ・ MIKIMOTO Ginza2*

免震構造

- ・ プラダブティック青山店
- ・ ソニーシティ
- ・ ダイヤゲート池袋
- ・ 高崎市総合保健センター・高崎市立中央図書館*
- ・ 川崎生命科学・環境研究センター*

制振構造

- ・ SANKYO 新東京本社ビル
- ・ 銀座寿一会ビル*

2.2. 耐震構造における外殻構造

2.2.1 耐震構造の外殻構造の適用性

耐震構造とは、その字のごとく「地震」に「耐える」ことを目的とした構造である。そのため地震時に建物に入力したエネルギーは建物内で運動エネルギーや弾性ひずみエネルギーに変換されながら、最終的には内部粘性減衰によって吸収されることになる。また、巨大地震時には、鉄筋コンクリート造であればコンクリートのひび割れおよび鉄筋の降伏、鉄骨造であれば鋼材の降伏によって、地震動の入力エネルギーが塑性ひずみエネルギーとして吸収されることになる。しかし、この時点で建物は残留変形で傾き、決して再使用は不能となる。

「外殻構造」は耐震要素を建物の外周部に配置することで建物内部の自由度を高めるとともに、建物の外周部に配置された耐震要素をファサード・デザインとして建築表現にも活かすことを目的としている。従って、耐震構造を外殻構造に適用する場合、耐震要素として「耐震壁」や「ブレース」が用いられ、表現にも使われることになる。これらの耐震要素を用いると、耐震構造の分類は「強度型」となり、大規模建築物や高層建築物には一般的には適用しがたくなる。本節では、以上のような制約条件の中で「外殻構造」を耐震構造で設計した2つの建築物を紹介する。

2.2.2 南江堂第2ビル²⁾

(1) 建物概要



写真 2.2.1 南江堂第2ビル 全景（西面）（撮影：シンフォトワーク 宮本真治）

本建物は医療図書を扱う会社の第2本社事務所ビルである（写真 2.2.1）。創業 130 周年の記念事業で、老朽化した自社ビルの建替工事として計画された。建設地は文京区本郷であり、東京大学本郷キャンパスに隣接した幹線道路より少し入ったところに位置している。建設地の西側には公園、北側には道路、南東面には事務所ビルや集合住宅がある。周辺のマンションからの視線を考慮しながら、公園に面した西面とエントランスのある道路に面した北面の外観デザインと、内部の執務空間のフレキシブル性が要求された。建設地は 11m×25m のほぼ長方形の敷地であり、間口としては決して大きいほうではない。また、北側からは道路斜線による建物高さ制限があるため、建設可能な延床面積を最大限に確保しながらも、4階以上ではセットバックをしなければならない制約条件も満たす必要があった（図 2.2.2）。

この建設地の条件から東側に ELV・階段等のコア部、西側に事務室として執務空間を配置する計画となり、平面形状は 9.5m×23m の長方形で、事務室のスパンは一般部で 6.5m, 最大で 9.5m を確保した。各階の平面図を図 2.2.1 に示す。

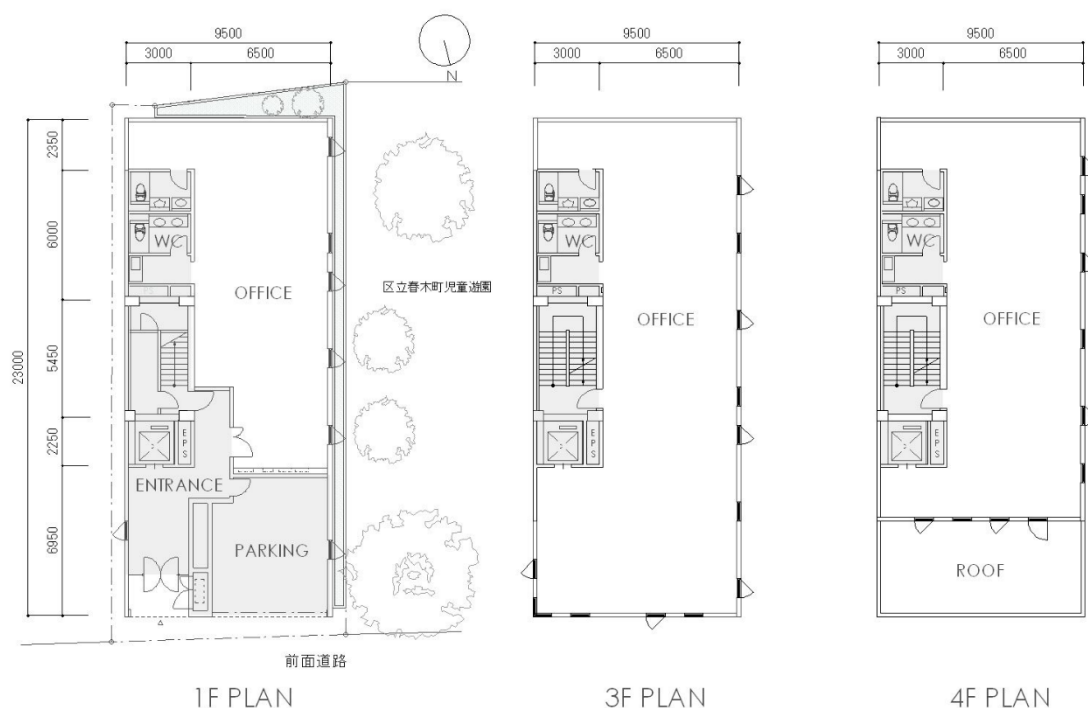


図2.2.1 各階平面図

(2) 外殻構造の構成要素

「外殻構造」にとって「構造計画」と「ファサードデザイン」は密接な関係にあるため、ほぼ並行して建築設計者と共同で進められていった。「南江堂第2ビル」でも同様に、西面および北面のファサードデザインも数パターンを繰り返した。建物の斜線制限から、建物規模は5階建てとなり、経済的および耐震的合理性、さらには柱型により執務空間の自由度が大きく損なわれてしまうことから内部空間の有効面積を最大限に確保する目的で RC 耐震壁を柱と兼用した「壁柱構造」が決定された。

隣接建物に面している東面、南面は無開口の耐震壁となり、公園や道路に面した北面および西面には執務空間への採光を考慮するためある程度の開口が必要とされた。やがて、ファサードデザイン・コンセプトとして、建築主の会社が医療図書を扱うことから「本棚」

をイメージさせるデザインが建築設計者から提示され、北西面のファサード面の基本グリッド 900mm と設定し、東面と西面の壁量のバランスを考慮しながら、開口の配置パターンを意匠面と構造面からスタディを重ねた。最終的には、柱の規定 (Lo/15) を満足させることから壁柱の厚さの 220mm が決定し、長さは基本グリッド 900mm の倍数で構成するようにした。各階の開口はランダムに見えるように配置しているが、壁柱に生じる軸力が下部柱に円滑に流れるように斜め方向へは連続させる計画とした (図 2.2.2)

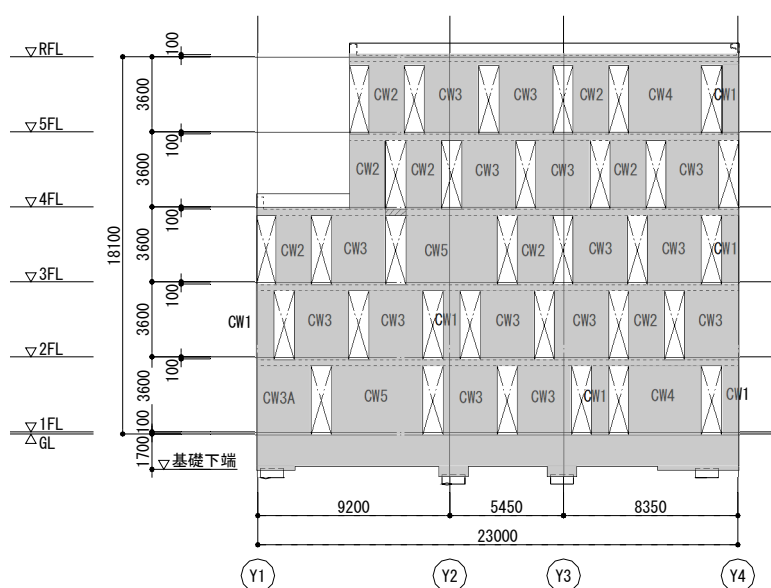


図2.2.2 西面 軸組図

また、床梁の計画においても、斜線制限などにより階高に制約があるので、梁を設けることにより天井高さ不足や将来の設備更新に対するフレキシビリティに欠けるといった問題が懸念し、限られた建物形状で最大限の内部空間を確保するため、梁型のないフラットなボイドスラブで床梁を構成することとした。ボイドスラブは 300mm とし、外壁の壁柱と合わせて、柱梁型の全くない「RC 板構造」による「外殻構造」とした (図 2.2.3)。建物全体では耐震壁に囲まれているので水平剛性は十分に確保されているが、平面的にみると隣地側の 2 面が無開口の耐震壁で、道路側と公園側の 2 面が開口ありの壁柱構造となるので偏心が懸念される。しかし、開口率が低いことと、コアの耐震壁により、偏心の小さい構造体となっている。

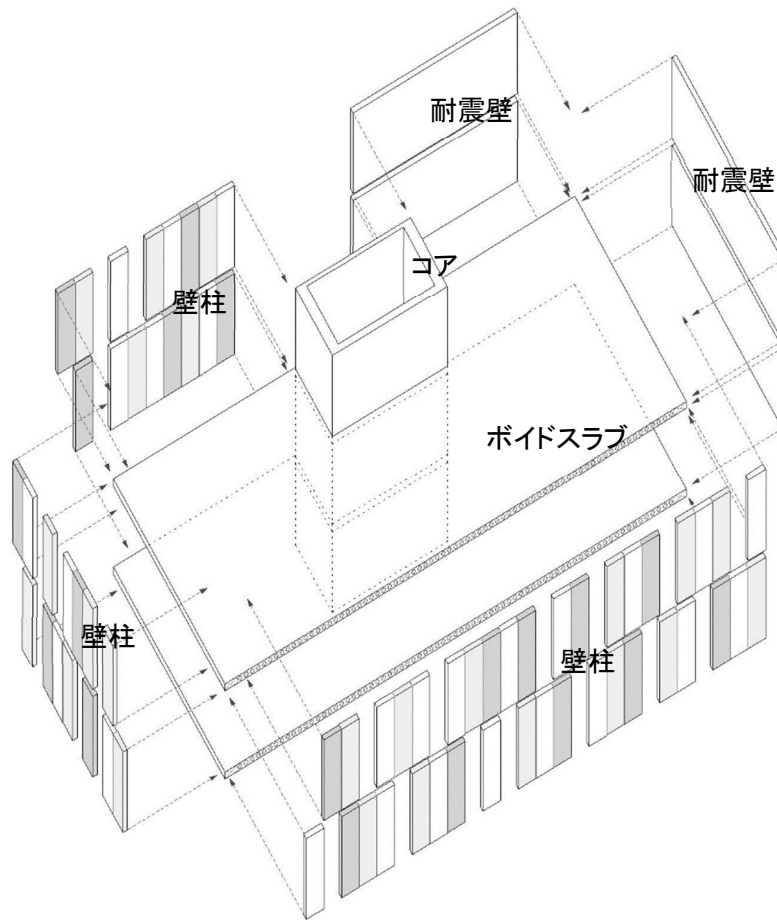


図2.2.3 架構システム

1) 水平力の伝達機構

事務室部床スラブに採用したボイドスラブは、スラブ剛性から厚さを 300mm とし（写真 2.2.2），地震時に生じる床スラブ面内のせん断力はボイドスラブと同厚(300mm)の扁平梁を介して、外周部の壁柱に伝達される．この点において RC 造の場合，床スラブに十分な水平力に対するせん断耐力が確保されていればよい．南江堂第 2 ビルではスパンが 9.5m に対して，ボイドスラブ厚が 300mm もあるので十分なせん断耐力が確保されている．また，スラブ厚と同厚の扁平梁を採用していることで，壁柱に取り付く梁下端面をフラットにすることが可能となり，設備更新時の配管の自由度が大幅に改善されただけでなく，スラブ下まで伸びる自然換気も可能なハイサッシ，天井段差を利用した間接照明など開放感あふれた事務室空間を実現した．（写真 2.2.3）

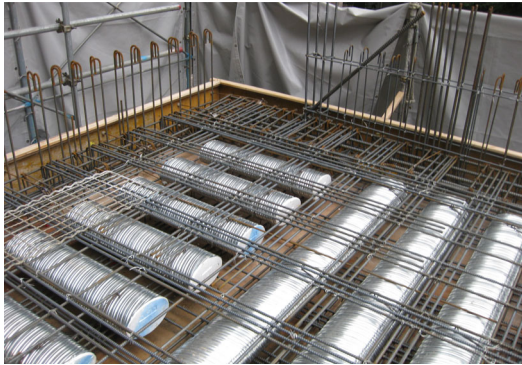


写真2.2.2 ボイドスラブ（施工時）



写真2.2.3 事務室空間（竣工時）
（撮影：シンフォトワーク 宮本真治）

2) 地震動のエネルギー吸収機構

この建物は耐震設計ルートではRC造のルート1を採用しており、強度型の建物として設計されている。よって、地震時にエネルギーを吸収する建物ではなく、1Gの地震力にも耐える壁量によって構成されている。この建物の規模であれば、十分に耐震設計で外殻構造を形成できる事例である。

日本における中低層の鉄筋コンクリート建築の架構形式は「耐震壁付ラーメン構造」が最も一般的である。「純ラーメン構造」は地震力に対しての梁端部を降伏させて地震動のエネルギーを吸収する一方、水平剛性が小さいので柱梁の断面サイズが大きくなりがちである。そこで「耐震壁」を適度に配置することで、柱梁と耐震壁で地震力を分担する構造としての「耐震壁付きラーメン構造」は合理的であるといえる。「耐震壁付きラーメン構造」を事務所ビルや商業ビルに適用する場合、コアまわりや境界壁に耐震壁を配置し、執務空間の自由度を高める建築計画が多く採用されているが、外周部に耐震壁を配置する場合には採光などのオフィス環境への影響を配慮するとともに、「耐震壁」の外観デザイン性も要求される。しかし、「外殻構造」の特徴である水平荷重抵抗要素と鉛直荷重支持要素の分離を建築デザインの中にうまく採用できれば、デザインの的にも内部空間のフレキシブルな建築空間を創造することができる。

（3）おわりに

「壁柱」と「ボイドスラブ」で構成された「RC板構造」が、小規模事務所ビルにおいては確実な水平力伝達機構と水平剛性の高い耐震性を有し、かつデザイン性を兼ね備えた「外殻構造」として十分に成立することを示した。

2.2.2 MIKIMOTO Ginza^{3),4)}

(1) 建築計画

本プロジェクトは真珠で有名なミキモトが所有する銀座 2 丁目ビルの建替計画として行われた。設計施工コンペで筆者を含むチームが当選し、筆者が構造設計を担当した建物である（写真 2.2.4）。完成後にはミキモトの 2 号店になることと 1 部フロアをテナントに貸し出すことが条件であった。建設地の大きさから建設可能な建築平面形状が 14m×17m と設定されたが、銀座という立地条件からレントブル比の高いビルを提案することが計画当初から建築設計者からの強い要望であった。そのため、通常のラーメン構造の想定を排し、外周部をトラス構造や板構造として壁に開口をあけていく「チューブ構造」のデザインスタディが繰り返された（図 2.2.4, 写真 2.2.5）。



写真 2.2.4 外観写真 （撮影：三輪晃久写真研究所）

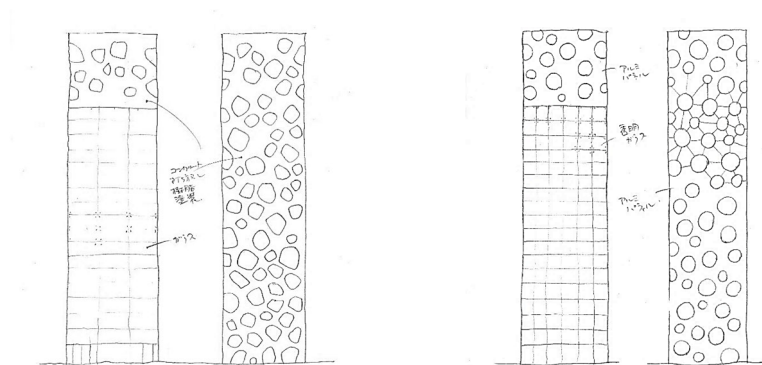


図 2.2.4 コンセプトスケッチ (提供：伊東豊雄建築設計事務所)

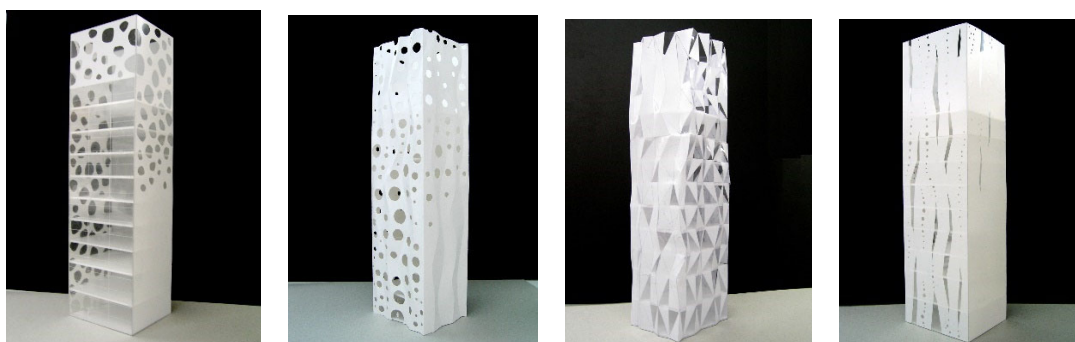


写真 2.2.5 スタディ模型 (提供：伊東豊雄建築設計事務所)

これらの提案に対して、予備解析を行いながら、架構の合理性の検討を重ねた。その過程の中で、「鋼板コンクリート構造」の壁で建物の外周 4 面を構成する案が出てきた。

「鋼板コンクリート構造」は原子力発電所の施設では既に実用化されているが、一般建築物への適用事例はない。そこで、次のようなメリットを考えた上でコンペ案に採用することとした。

- ・コンクリートが鋼板の座屈を防止するために働き、鋼板の耐力を十分に引き出すことができるので、壁厚を薄くすることができる。しかも壁構造なので、店舗およびテナントスペースに柱型が無い場合、有効レントラブル比の高い内部空間が実現できる
- ・CFT 柱のように充填されたコンクリートの働きで無耐火被覆も可能となり、無耐火被覆が実現できれば鋼板面へのパール塗装仕上げが可能となる。

低層階にミキモトの店舗が入居するため、セキュリティの観点からエントランス以外に大きい開口部が必要ないことと大きくなくもよいことと、階というモジュールにとらわれないモノコックな外装を建築デザインのテーマとして、「有孔鋼板コンクリート構造壁」に

また、図 2.2.6 に 1 階平面図、図 2.2.7 に基準階平面図、図 2.2.8 に立面図、図 2.2.9 に断面図を示す。立面図の壁面の縦横のラインが、ユニット間の溶接線を示している。



写真 2.2.6 基本計画案（提供：伊東豊雄建築設計事務所）

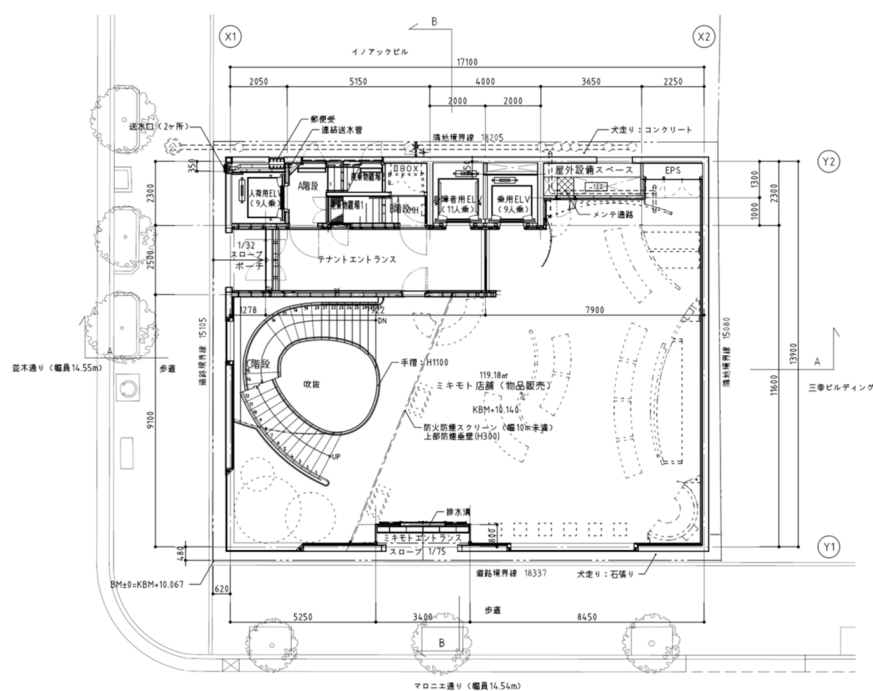


图 2.2.6 1 階平面図

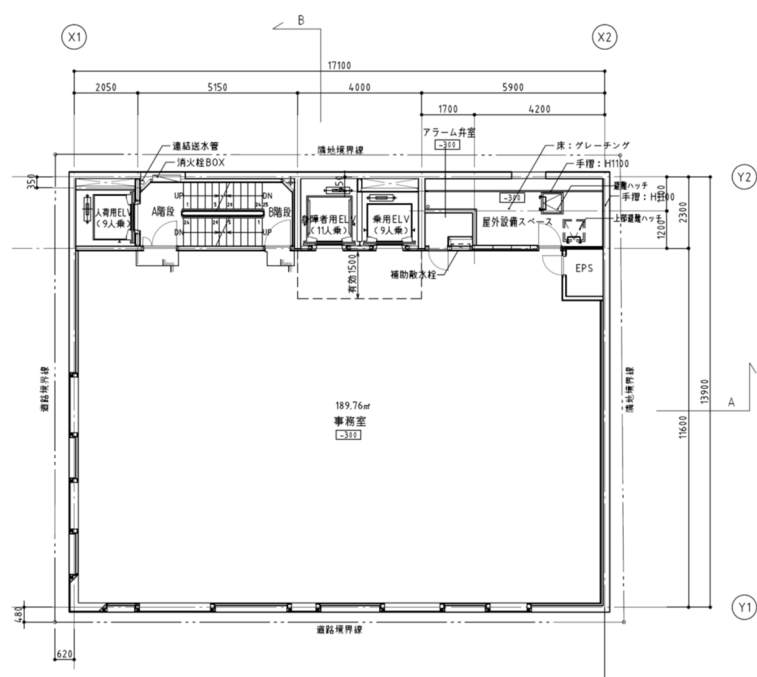


図 2.2.7 基準階平面図

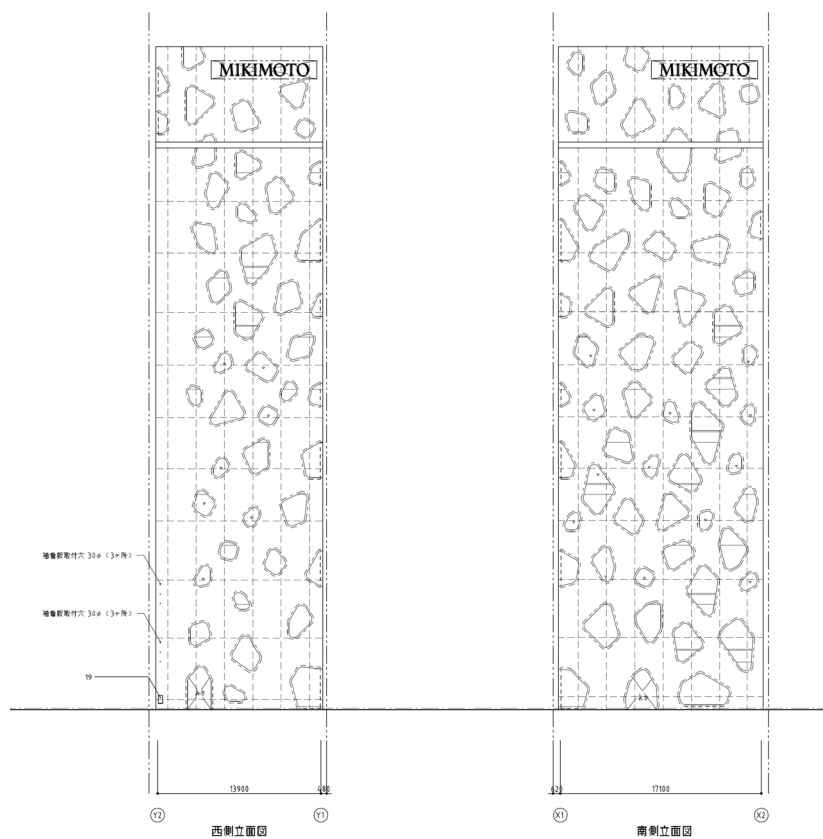


图 2.2.8 立面图

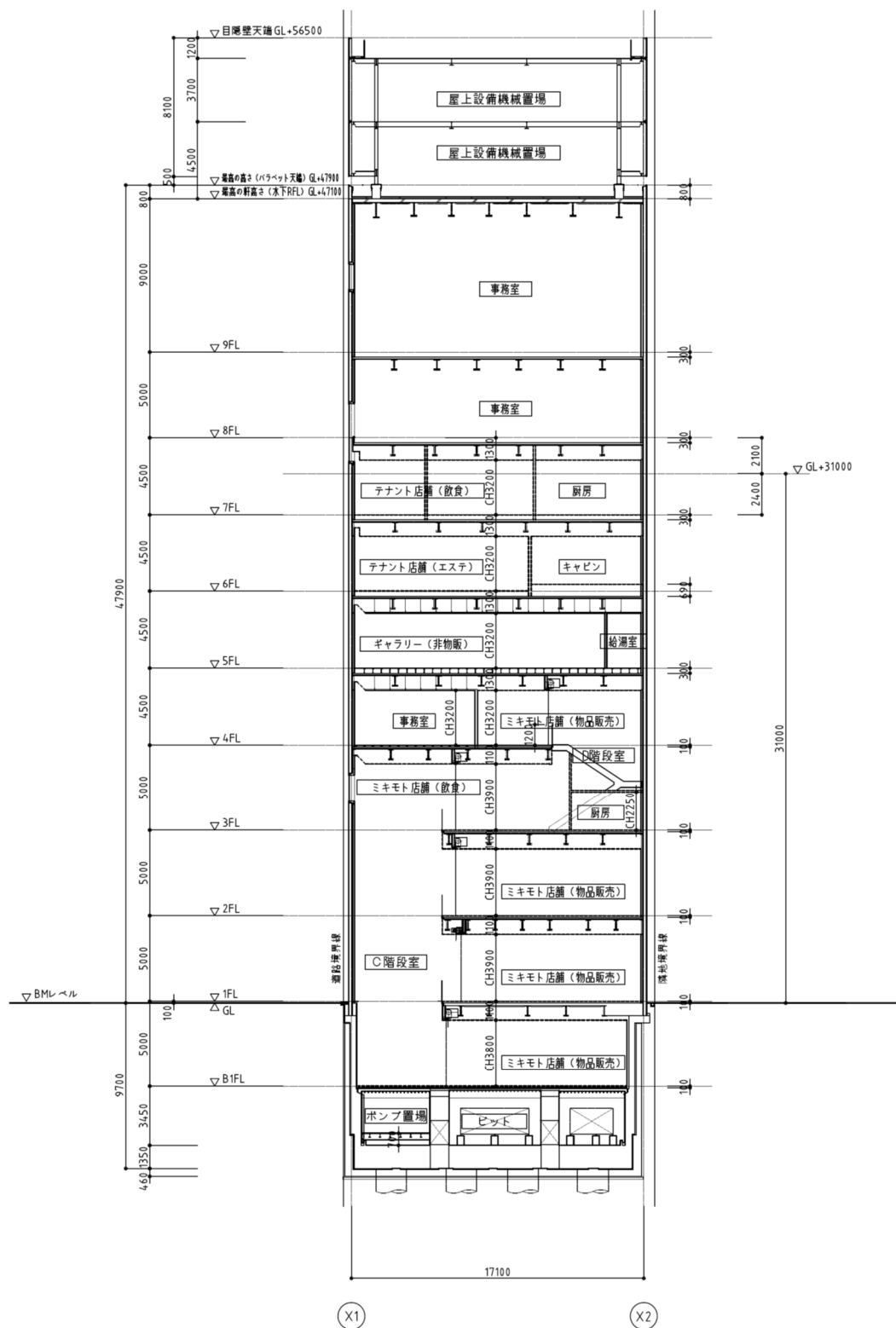


図 2.2.9 断面図

（２）鋼板コンクリート構造の外殻構造への適用

元々「鋼板コンクリート構造」とは、原子力発電所施設のために開発された複合構造である。一般的な原子力発電所関連施設は放射能から防御する目的で、鉄筋コンクリート造で建設される。しかも放射線を通さないため壁厚が 1m 近くにもなる。この 1m の壁厚の耐震壁の中に、一般の RC 耐震壁と同様に鉄筋を組み、型枠を建て、コンクリートを打設して、脱型する。この鉄筋作業と型枠作業の省力化を目的に開発されたものが「鋼板コンクリート構造」である。鉄筋と型枠を兼用した 2 枚の鋼板を壁の外側に建て、その間にコンクリートを充填した構造である。つまり、鉄筋を外側に追い出し、鋼板に変えて型枠も兼用させたという発想である。これにより工期は通常の RC 壁の場合に比べて半分になったという。鋼板の内側にスタッドを溶接して、鋼板とコンクリートを一体化させている。また型枠のはらみを防止し、壁厚を一定に保つためのセパレータの代わりに 2 枚の鋼板をタイバーでつないでいる（図 2.2.10）。壁厚が 1m 近くあるため、あらかじめスタッドを溶接した鋼板を建て、鋼板の間に作業員が入ってタイバーで止めていくという作業になる。電力会社および関連会社は耐火実験を行い、一般建築で用いられている CFT 造の柱と同様に無耐火被覆構造とした。

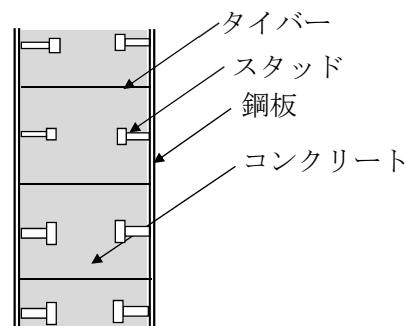


図 2.2.10 原子力施設の鋼板コンクリート構造の構成

この原子力施設で開発された「鋼板コンクリート構造」を商業ビルの「外殻構造」に適用することの最大のメリットは高層の壁式構造で建築を設計することができることにある。外壁側に柱型や梁型が出ないので、室内レイアウトが自由になる点である。このメリットは事務所ビルに適用しても同様である。それを実現可能にしているのは「鋼板コンクリート構造」の高い強度（耐力）と剛性である。「鋼板コンクリート構造」の壁で外周部を囲むことで「チューブ構造」として「外殻構造」が成立する。建物内部に鉛直荷重支持用の間柱を入れるかは、建築平面の大きさによる。

「Mikimoto Ginza2」の架構形式も、平面 14m×17m、高さ 48m の直方体の建築に対して、外周を「鋼板コンクリート構造」の耐震壁で囲んだ「チューブ構造」である。高さ 48m の建築物を RC 造の壁式構造で設計すると、巨大地震時に耐震壁のせん断破壊から免れることはできない。S 造のブレース構造もブレースの座屈防止のための必要断面積も大きくなる。この「鋼板コンクリート構造壁」を採用することで、鋼板耐震壁の局部座屈をコンクリートが補剛し、更に建物内部に設置された床スラブが内ダイヤフラムの働きをすることで壁体全体の局部座屈を防止するという二重の拘束効果が生まれている。「Mikimoto Ginza2」の架構システムを図 2.2.11 に示す。

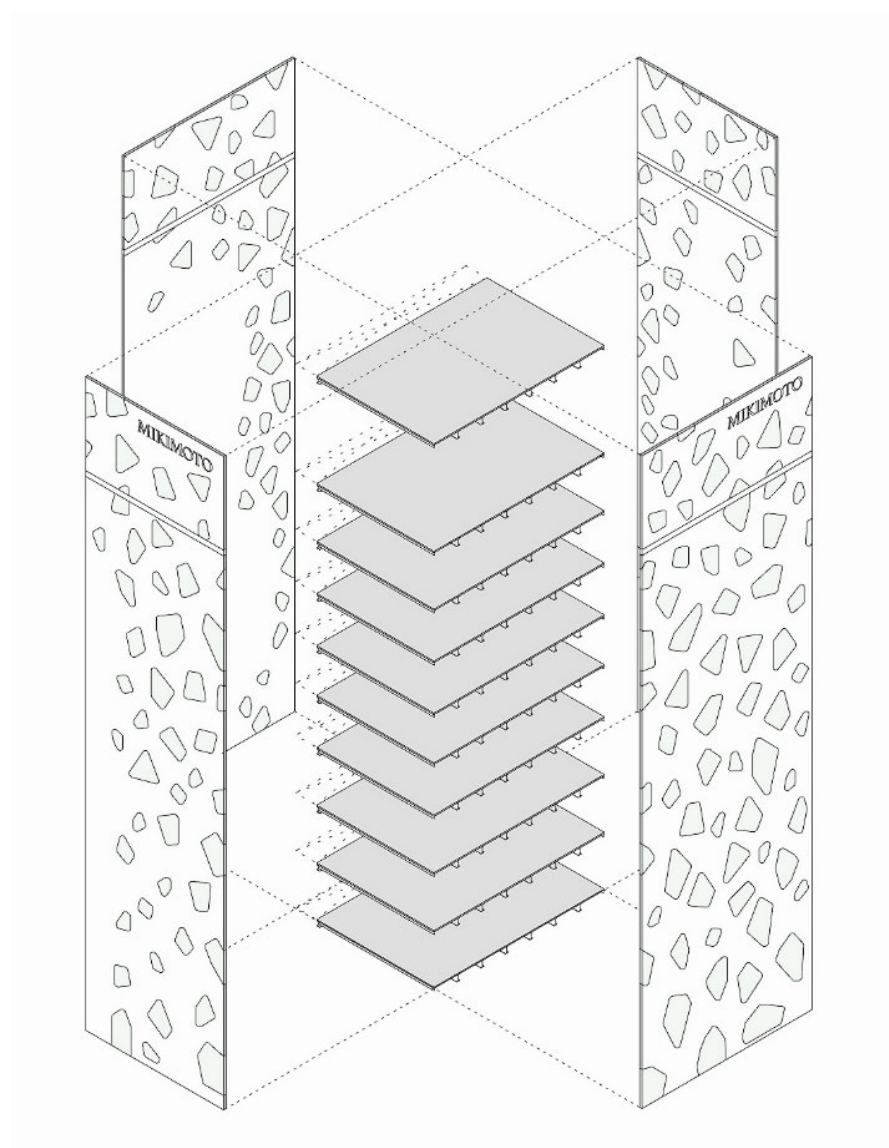


図 2.2.11 架構システム

(3) 構造設計

1) 一般建築用鋼板コンクリート構造壁

原子力発電所施設の「鋼板コンクリート構造」はコンクリート部分の壁厚が厚く、鋼板部分が薄いといった、コンクリート主体の構造である。一方、MIKIMOTO Ginza2 で採用する有孔鋼板コンクリート構造壁は鋼板部分の耐力のみで許容応力度設計を行い、コンクリート部分は剛性効果と鋼板の座屈拘束材として寄与させている。設計当初より、リダンダンシーの高い構造体を考え、コンクリートの耐力は余力として期待している。

鋼板コンクリート構造の構成を図 2.2.12 に示す。コンクリート厚は 200mm である。これは火災時にも建物を支持させるという耐火設計条件と鋼板ユニットを製作する際にユニットフレームを安定させるための枠材に高さ 200mm の形鋼を使用するという施工条件より決定した。屋外側の方に厚い鋼板 (9mm, 12mm)，屋内側鋼板は応力に応じて板厚を切り替えている (6mm～12mm)。特に道路側の方が開口が多いので応力が集中する傾向があることと、道路側では鋼板の溶接による変形を出来る限り抑えるという配慮から、道路側には 12mm の鋼板を使用した。また、外側鋼板は塗装仕上げ面を面一に見せるために全階で同一厚としている。スタッドは鋼板の局部座屈を抑えると共に、コンクリートを充填する際のはらみ止めの役割も果たしている。

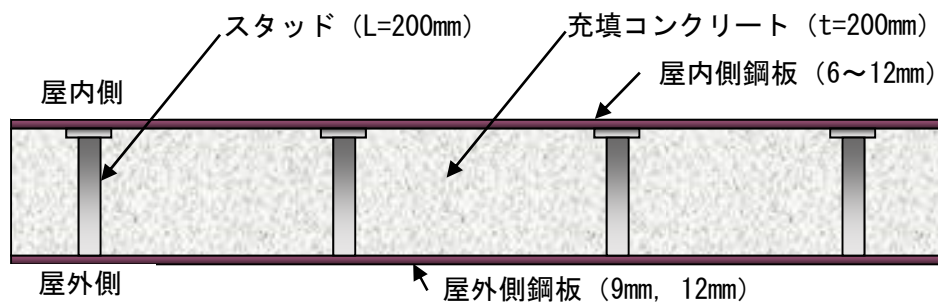


図 2.2.12 一般建築用鋼板コンクリート構造壁

「MIKIMOTO」に採用された「鋼板コンクリート構造壁」は、一般建築物のスケールの壁厚である 200mm であること、銀座という建設地の条件から、予め工場で組立てられた鋼板ユニットの構成・製作方法から考えなければならなかった。運搬・建方時の制約からユニットサイズが「幅 2.4m×階高 (4.5m または 5.0m)」が決定された。工場製作では、特注の長さ 200mm のスタッドを外側鋼板に打ち付けた後 (写真 2.2.7)，予めスタッド位置に孔をあけた内側鋼板をかぶせて、スタッドの頭と鋼板を栓溶接で留めるという工法を採用した。これにより、スタッドが面内せん断力を伝達するシアキーのほかに、鋼板を繋ぐタイバー、コ

ンクリート充填時の鋼板の孕み留めの役目も果たしている。また、コンクリート厚 200mm に合わせて鋼板ユニットの 4 辺に 200mm 成の H 型鋼や溝形鋼を配置して、運搬や建方時の補強とした。特に「MIKIMOTO」ではユニット幅 2.4m を超える大きさの不定形な開口がランダムに配置されているため、縦補強材の H 型鋼は開口部の仮設柱の役目も果たしている。これらの開口部の補強材は建方後に切断している。図 2.2.13 に鋼板ユニットの構成、図 2.2.14 に鋼板ユニットの詳細図を示す。



写真 2.2.7 パネルユニットの工場製作状況

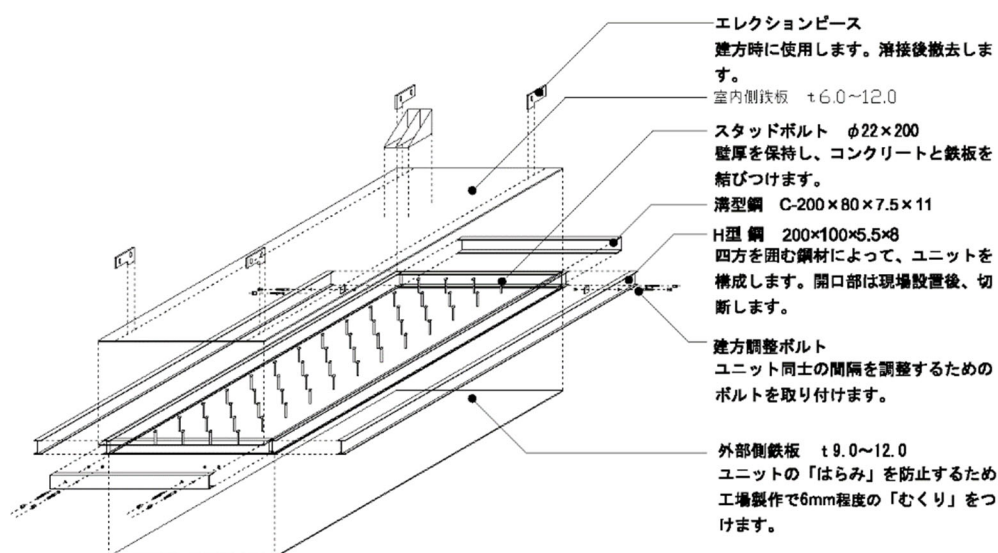


図 2.2.13 鋼板パネルユニット

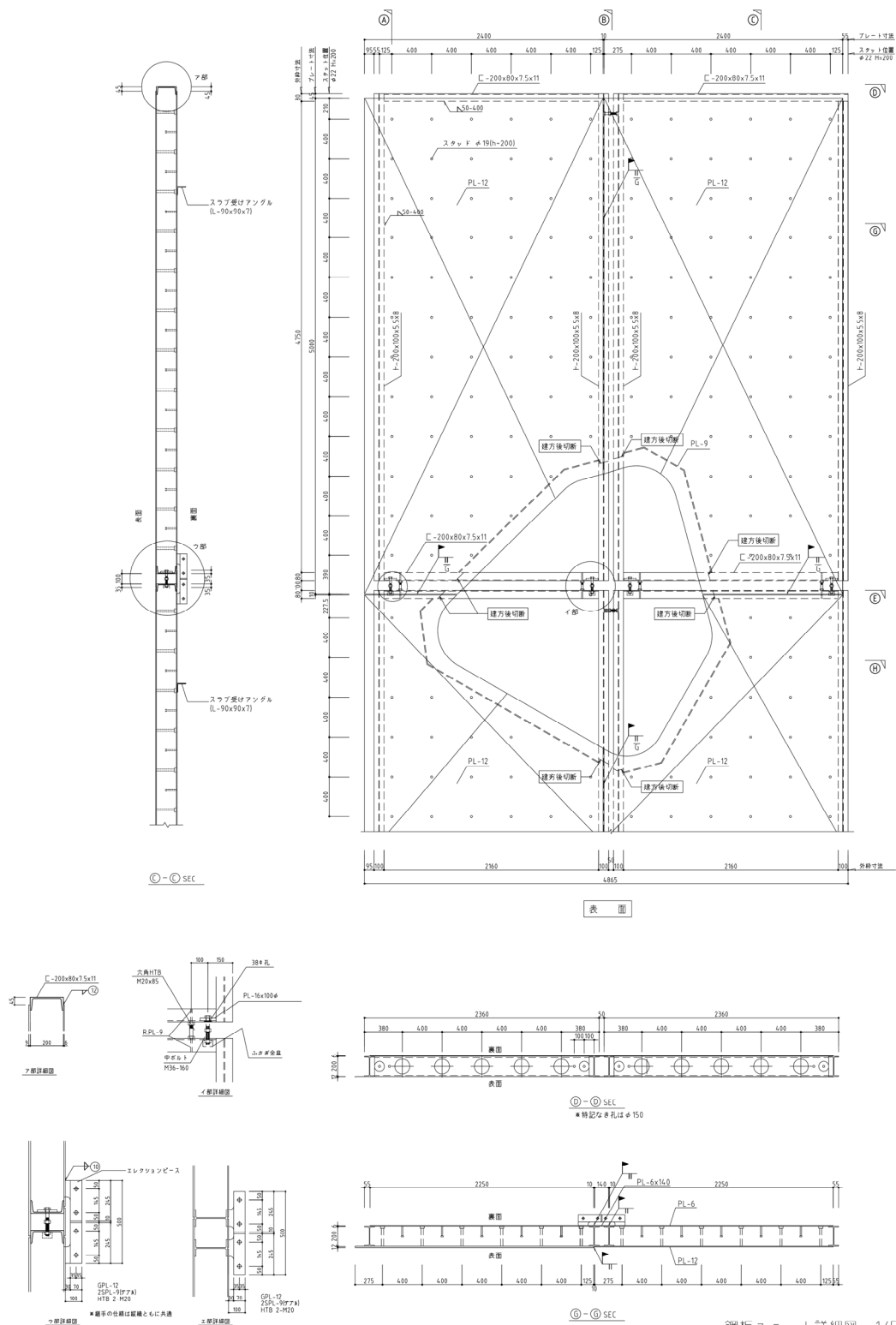


図 2.2.14 鋼板ユニット詳細図

2) ディテールの設計

鋼板コンクリート構造では鉛直荷重を伝達するための梁-壁接合部と、外殻構造として地震時の床スラブの面内せん断力を壁面に伝達するための床-梁接合部の設計が重要である。

① 梁-壁接合部（図 2.2.15）

鋼板コンクリート構造壁で建物を構築するというコンセプトができた当初から各階の床を支える梁はピン接合として簡単にしたいという意図があった。また、外壁の開口部が層間にまたがり、床スラブの小口が見えてしまう部分もあるので、床スラブの小口面はなるべく薄く見えるように梁の端部を絞りたいという建築側からの要望もあった。通常の小梁のように梁の仕口部をガセットプレート形式にした場合は少なからずプレートに曲げが入り、その曲げを壁体で処理しなければならない。この梁端部の曲げを最小限にして、かつ端部を絞った形にするため、そこで、壁面に梁受けのブラケットを設けて、梁をおく形式の仕口を採用した。受ける側のブラケットは内側鋼板だけでなく外側鋼板にも溶接されている。これは壁体を解析時に1枚の板要素にモデル化していることとの整合性を取ったためである。

② 床-壁接合部（図 2.2.16）

鋼板コンクリート構造壁で構成されたチューブ架構にとっての床スラブはBOX柱のダイヤフラムのようなものである。理論上はピン接合で壁体とつながり、床荷重がせん断力で伝達できること、壁が床位置で面外に座屈しようとするときには支点として働くことが要求される。従って、壁体と床スラブを緊結する必要がある。床スラブには合成床版（溝 50mm＋山上 85mm）が用いられているので、壁体の内側鋼板とはコンクリートが接してなじみが悪い。そこで、本プロジェクトでは、鋼板面に 200～230mm ピッチで鉄筋の貫通孔を設け、鉄筋を通すことによって各々を緊結し、一体化を図っている。

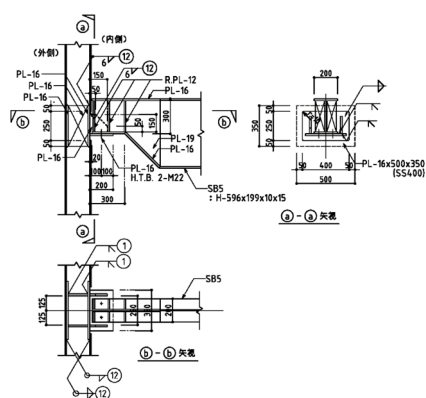


図 2.2.15 梁接合部詳細図

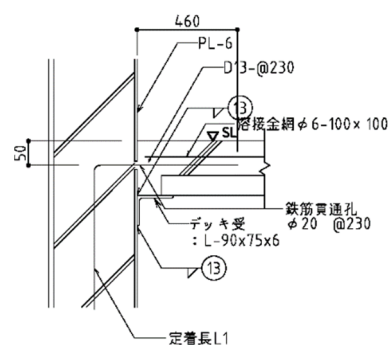


図 2.2.16 床スラブの節合部

3) 構造解析

① FEM 解析

本建物の構造解析には有限要素法を用いている．建築 CAD データをから不定形な開口を忠実に再現した 3 次元 FEM モデルを構築した（図 2.2.17，図 2.2.18）．

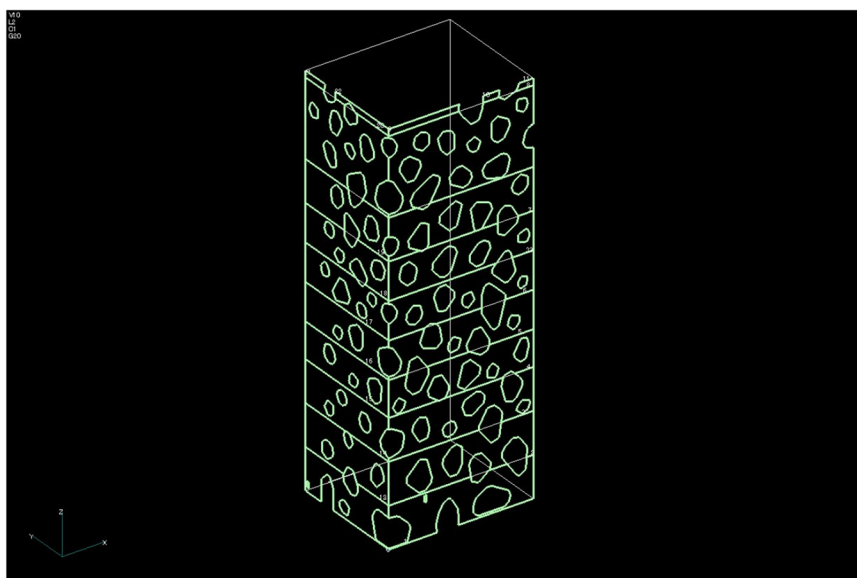


図 2.2.17 形状データ

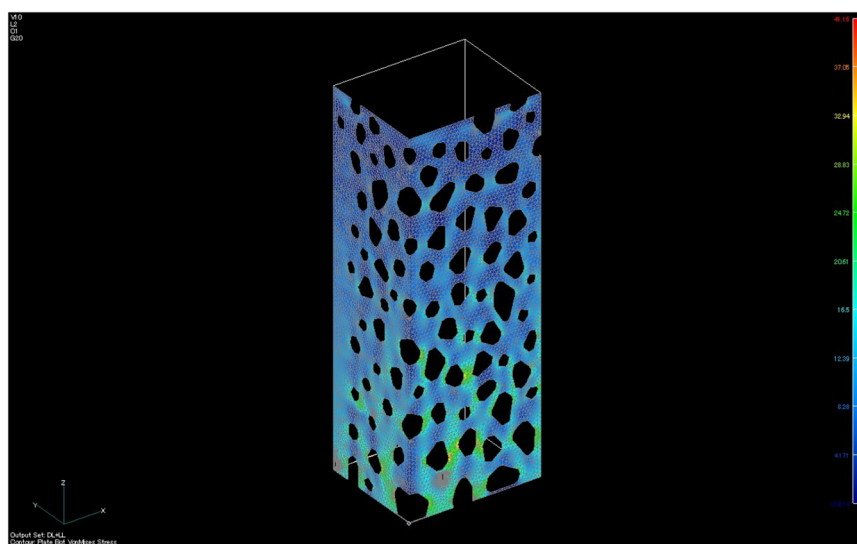


図 2.2.18 FEM 解析モデル

壁体は鋼板とコンクリートとの積層構造であるが、解析モデルの要素では鋼板とコンクリートの平面保持仮定により鋼材に置換した等価断面性能を有する1枚の「板要素」でモデル化した。「板要素」では面内応力に加え、面外の曲げモーメント、せん断力、捩れモーメントも考慮している。解析の要素厚は鋼板コンクリート壁を鋼材の断面に置換した等価断面厚である。しかし、等価断面厚のままでは、面外の曲げ剛性および面内のせん断剛性が、実際の複合構造部材である壁体の剛性と合わない。そこで、等価断面厚によって定める面外曲げ剛性と面内せん断剛性に対して補正係数を与えた。

荷重条件には長期鉛直荷重および地震荷重を設定し、各荷重ケースに対してFEM解析を行った。力の流れを図2.2.19に示す。断面の検証は解析結果の要素応力を全て鋼板に分配した上で、次式で表される面外の応力も含めたミーゼス応力によって、長期荷重時、短期荷重時ともに鋼板が降伏応力度以下であることを確認した。

$$\tau_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2 + 3 \cdot \tau_{yz}^2 + 3 \cdot \tau_{zx}^2}$$

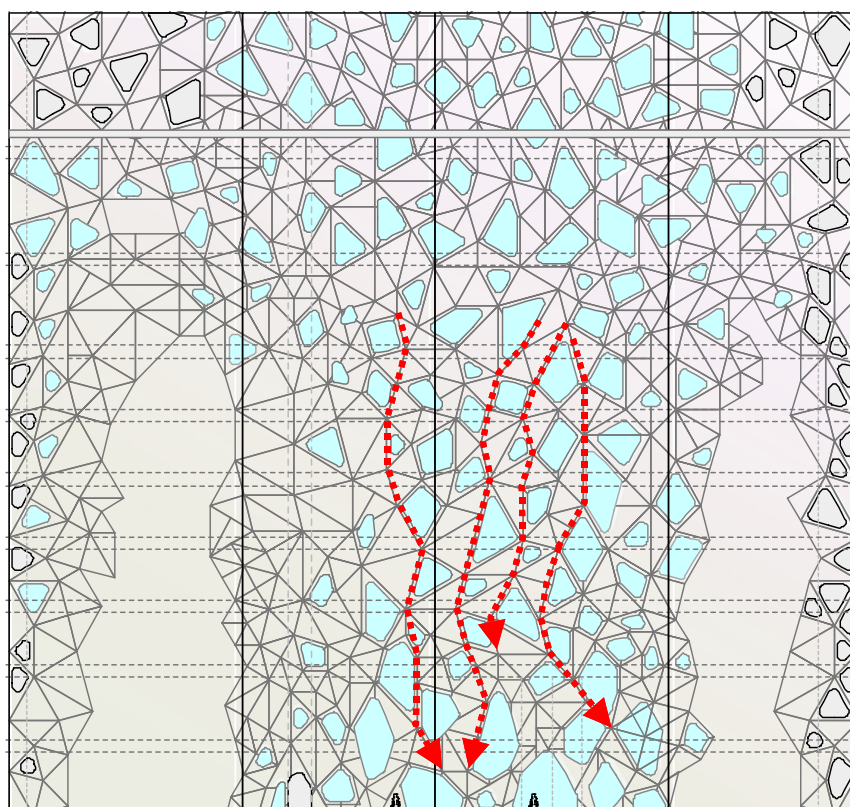


図 2.2.19 鋼板コンクリート構造壁の力の流れ

② 初期不整の影響

本建物は壁体で構成されているため、座屈に対する検討は慎重に行われた。通常の弾性座屈は当然だが、「元たわみ」や「偏心」といった初期不整による構造安定性についても検討を行い、安全性を確認している。例えば、「元たわみ」については、JASS6 に準拠して製作される鋼板コンクリート構造壁の面外方向への元たわみ量をユニットパネルの全長の $1/1,500$ として 3mm で管理した。 3mm に対する座屈応力度を計算すると 227N/mm^2 であり、鋼材の降伏応力度に対して 97% であった。

また、西面の 1 階～3 階床に螺旋階段を含む吹抜け空間がある。この吹抜け部は、幅 4.7m 、高さ 15m の範囲で 1 枚の鋼板コンクリート壁が自立している。この部分において、長期荷重時の弾性座屈解析を行うと、1 次座屈固有値は 53.6 となった（図 2.2.20）。これは長期荷重の 53.6 倍の荷重が作用したときに壁体が座屈することを意味している。これは吹抜け部分の高さ 15m に対して、2 階および 3 階の吹抜け部両側の床スラブが十分に拘束効果を果たしているものと考えている。

更に、この吹抜け部分の壁に対して、建方時の壁パネルの傾斜による初期不整が生じた場合の座屈応力度についても検討を行った。建方時の壁パネルの傾き精度は JASS6 に準拠して、最大 $h/1000$ としている。従って、階高 5m の 1 階および 2 階部分で最大傾きが生じたものとする、2 層分の全長 10m に対して 5mm の元たわみが生じていることに相当する。このときの座屈応力度は鋼材の降伏応力度 92% であった。吹き抜け部の鋼材の許容応力度に対する検定値は 0.92 以内であり、構造安定性に問題ないことを確認している。

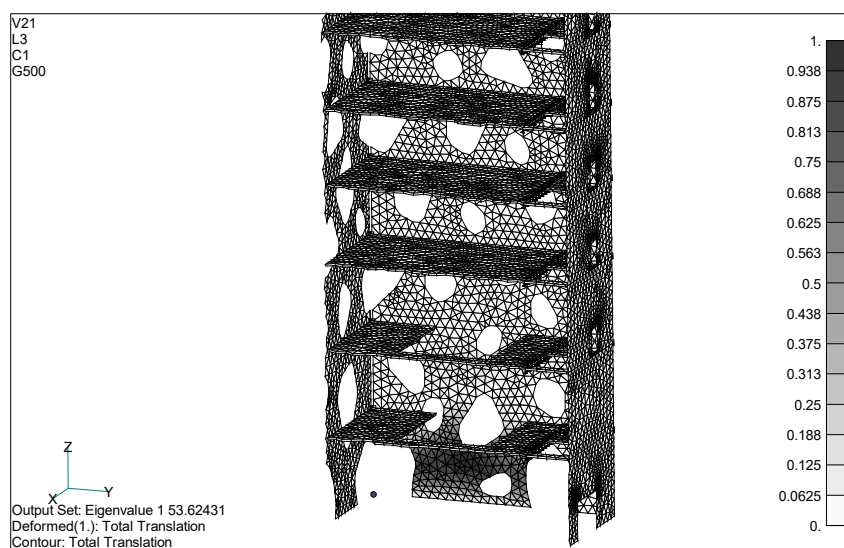


図 2.2.20 1 次座屈モード

（４）モックアップにおける検証

構造解析での設計と平行して、実際にモックアップを製作し（写真 2.2.8），建方，溶接，コンクリート打設，塗装工事などの建設時に起こりえる様々な問題点の抽出も行った．ここでは構造設計上での重要な 2 点について紹介する．



写真 2.2.8 モックアップ

1) コンクリートの充填度

鋼板コンクリート構造において、鋼板のみのパネルユニットを積層していくときの問題点としてジョイント部におけるコンクリートの充填度がある．この現象は CFT 柱のダイヤフラム下面での問題と同様である．コンクリートに鉛直荷重の支持を期待している場合、ダイヤフラムの下に空隙が存在すると、その部分で軸力を保持できなくなり、柱が潰れていくことになる．しかしながら、この現象を実際に建てて行く過程の中で検証することは出来ないため、本プロジェクトにおいては、モックアップを解体するときに検証することとした．モックアップの解体時に表面の鋼板だけをはがしたところ、パネルの枠材となっている溝形鋼の下面にはコンクリートが密実に充填されていることを確認した（写真 2.2.9）．

2) 溶接部における熱影響の確認

本工事においてはコンクリートが充填されたあとも現場溶接を行わざるを得ない部位がある．構造設計上は、鋼板構造として成立させているが、今後のためにも鋼板表面の溶接時の熱量がコンクリート内部でどのように分布しているかを検証した．200mm のコンクリート厚の中で鋼板の裏側、壁厚の 1/4 である深さ 50mm 部分、壁厚の中心である深さ 100mm

の3箇所で溶接時の温度測定を行った（写真2.2.10）。その結果、鋼板の裏側では300℃弱であったが深さ50mmでは100℃、深さ100mmでは64℃程度であった。従って、現場溶接時でもコンクリートの大部分は100℃以下であり、コンクリートの脆弱化につながる危険性はないことが確認できた。



写真 2.2.9 モックアップによる充填度



写真 2.2.10 鋼板内部の測定装置

（8）おわりに

以上、商業ビルへの外殻構造の適用事例として「MIKIMOTO Ginza2」を紹介し、構造部材として高い強度と剛性を有している「鋼板コンクリート構造壁」による「チューブ構造」は、まさに「外殻構造」に適した構造体であることを示した。

2.3 免震構造における外殻構造

2.3.1 免震構造の外殻構造の適用性

免震構造は 1980 年代に第 1 号建築が誕生し、阪神・淡路大震災以降に飛躍的に発展してきた。免震構造の基本は、建物と地面の間に積層ゴム支承を設置して、建物を地面から絶縁することある。上部構造の水平剛性に比べて、積層ゴム支承の水平剛性は相当小さいので、その水平剛性比から上部構造は多層建物と言えども一つの塊、すなわち 1 質点システムにモデル化されることになる。建物の水平変形とひずみエネルギーは比例するので、上部構造の水平剛性が大きく、地震時の水平変形が小さくなるほど、免震層に地震動の入力エネルギーが集約されるので、地震時の免震効果が高くなる。

従って、「外殻構造」は免震構造への適用性が高く、免震構造と外殻構造の組合せは、ファサード・デザインの面からも様々なバリエーションを生み出すことに成功している。本節では、免震構造に外殻構造を適用した 5 つの事例を紹介する。

3.3.2 プラダブティック青山店⁵⁾

東京都の青山に建設されたブランド・ショップのプラダの日本における旗艦店である。設計者としてヘルツォーク&ド・ムーロンが起用され、曲面ガラスを採用した外観デザイン（写真 2.3.1）に合わせて「外殻斜め格子構造と」して設計された。菱形形状の 1 ユニットの大きさは $3.2\text{m} \times 2.0\text{m}$ で統一されている。格子を形成している部材は BH-250 \times 150 \times 9 \times 19（横使い）を基本に、フランジ厚を 60mm まで、ウェブ厚を 25mm まで用いている。格子の交差部と床外周材が接合する部分で溶接が困難な部位には鋳鋼材を用いて、地震時の床面からの水平荷重を伝達させている。

平面形状は 5 角形であるが、おおむね $15\text{m} \times 22\text{m}$ 程度の大きさである。耐震設計的に重要なことは、このような全体的に「斜め格子構造」の場合、大地震時に積極的に降伏させる部材を設定することが困難なことである。そのため、この建築物は免震構造を採用している。免震構造の採用は建物全体の地震時応答加速度が低減するため、店舗などの建築物にとって商品の落下を防げるなどの建築計画的メリットも多い。



写真 2.3.1 建物外観 （撮影：早部安弘）

3.3.2 ソニーシティ^{6),7)}

JR 品川駅の東側にある港南口を出て、徒歩 5 分のところに位置している。建築設計はプランテック総合計画事務所、構造設計はアルファ構造デザイン事務所と ARUP JAPAN が担当した。外観写真（写真 2.3.2）からわかるように、3 層ごとに格子上の「斜め柱」で「外殻構造」が構成されている。平面形状は約 70m×100m であり、基準階床面積は 7000m² の大規模オフィスビルである。オフィスエリアは中央に 25.5m×15m の大スパン空間を確保しており、その両サイドに約 12m×15m のスペースが配置されている。内部の柱は鉛直荷重を支持する働きであり、地震時には 3 層分の地震力が外周部の斜め格子柱の交点で外周部に伝達される。

この構造体も上部構造はメッシュ状の斜め柱で構成されているため、大地震時に入力エネルギーを吸収する部位がない。そこで地下 1 階と地下 2 階の間に免震層を挿入し、免震構造としている。その結果として大地震時の層間変形角を 1/500 と抑えられるため、上部構造のファサード部材や斜め柱自体のスリム化に成功している。



写真 2.3.2 外観写真 （撮影：小林浩志）

3.3.3 ダイヤゲート池袋⁸⁾

西武鉄道・池袋旧本社建替計画であり、「外殻構造」としてメッシュパターンを採用している（写真 2.3.3）。このビルの建築面積は約 5500m²、高さは約 100m であり、中間階免震構造を採用している。基準階の大きさは 46.8m×64.8m の約 3,000m² であり、18m スパンのコの字型の事務室空間を形成している。おおよそ「ソニーシティ」を一回り小さくしたような規模ではあるが、中間階の免震層をはさんで基壇となる下部構造を大型の V 字柱に変えることにより、建築表現に変化を与えている。

この建物の外殻構造が、前出の 2 例と異なっている点は、鉛直荷重と水平荷重（地震荷重）を負担する部材を分けている点にある。前出の 2 例は外殻構造が鉛直荷重を支持する斜め柱であり、水平荷重（地震荷重）を負担する耐震ブレースの役割を兼用していた。しかし、ダイヤゲート池袋では、鉛直荷重はコアの柱と外周部に配置された□-400mm×400mm の CFT 柱が負担し、外周部の斜め格子は地震荷重を負担する耐震ブレースのみの役割を果たしている。写真 2.3.3 からわかるように、この耐震ブレースは 2 重に組まれ、建築ファサードのデザイン要素として建物全体をシンボリックに印象付ける効果も果たしている。一見すると、この斜め格子状のブレースがバルコニーを介してガラス・カーテンウォールから離れているように見えるが、建物内部の床スラブの地震力を外周ブレースに流し、免震層直上階で建物内部に戻すための床スラブと外周ブレースの接合部の設計が重要になっている。

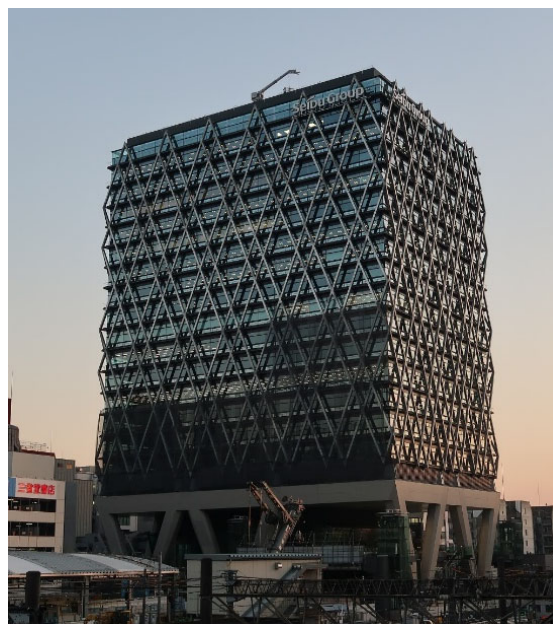


写真 2.3.3 外観写真（撮影：早部安弘）

3.3.4 高崎市総合保健センター・高崎中央図書館⁹⁾

(1) 建物概要



写真 2.3.4 高崎市総合保健センター・高崎市中央図書館 全景（正面）

（撮影：川澄・小林研二写真事務所）

市民の命と健康を守る「総合保健センター」と、老朽化が進んでいた叡智の集積としての「中央図書館」を合築して整備するというプロジェクトである。完成した建物の平面形状は、長辺方向（東西）67m、短辺方向（南北）62m のほぼ矩形形状である。断面形状は、建物外周4面のうち、2面（北・西面）は外壁面が揃っており、2面（南・東面）は階によって外壁面が凹凸しているという特徴的な形態をしている（写真 2.3.4、写真 2.3.5）。

そもそも、保健センターと図書館という別々のプロジェクトとして進行していたものを、一つの建物として積層したことにより、フロアーボリュームがまちまちになるという非常に複雑なプログラムが要求された。この要求に対し、階のズレを素直に表現することで、リズミカルでダイナミックなファサードを実現するべく様々な角度から検討を行った。また、内部空間は外部の荒々しさとは異なり、だるまを模した柔らかな吹抜空間を設け、それぞれの機能を利用する人々が、お互いを感じあい、また、視覚的にも相互の機能を「見える化」させることで「健康」と「知」の融合を図りやすくする建築計画を目指した（写真 2.3.6、写真 2.3.7）。



写真 2.3.5 全景 (撮影：川澄・小林研二写真事務所)

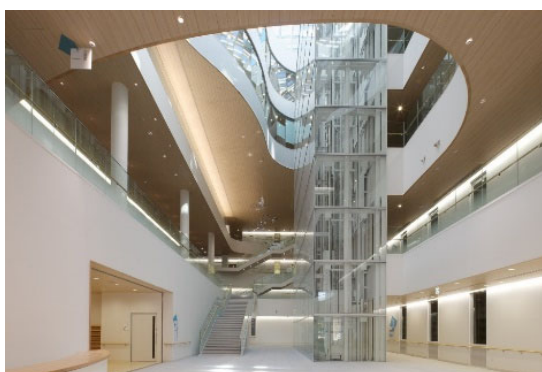


写真2.3.6 内部吹き抜け (撮影：川澄・小林研二写真事務所)

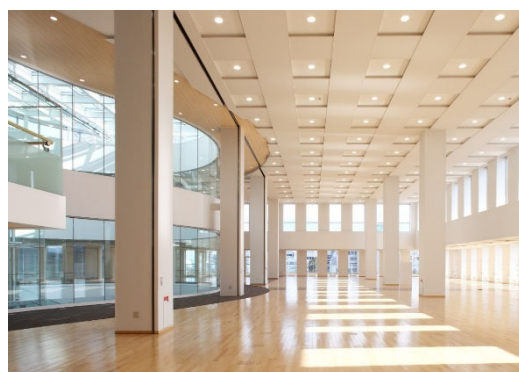


写真2.3.7 図書館（5階）内観 (撮影：川澄・小林研二写真事務所)

（２） 外殻構造のプロセス

このような内外空間において複雑なデザインとして始めに建築設計チームより提示されたのが写真 2.3.8 のようにスタイロフォームを積み重ねた模型である．この建築設計を実現するために、各階が自立しながら積層できる合理的構造を目指し、平面のずれを利用して井桁のように外周部だけで建物形状を構成することを構造設計チームから提案した（写真 2.3.9）．具体的には 1 層分の階高を利用して、外周をトラス構造にして跳ね出し部分およびロングスパン部分を成立させる架構システムである．外周部の鉛直荷重は上下階の交差部を通じて下階に流れるようにした．異なるフローアボリュームを井桁架構で重ね合わせていくというシンプルな発想は、設計チームにとって、正にコンセプトどおりの架構システムであり、これによりプロジェクトが大きく前進した．

外殻構造としての次の課題は、この架構システムと外装デザインをどのように融合させるかである．建築チームからは建設地である高崎城をモチーフに格子状の縦型ストライプによるデザインが提示された．これを受けて構造設計として「フィーレンディール・トラス」を適用することを考え、その結果「フィーレンディール外殻構造」という新たな架構システムが生まれた．

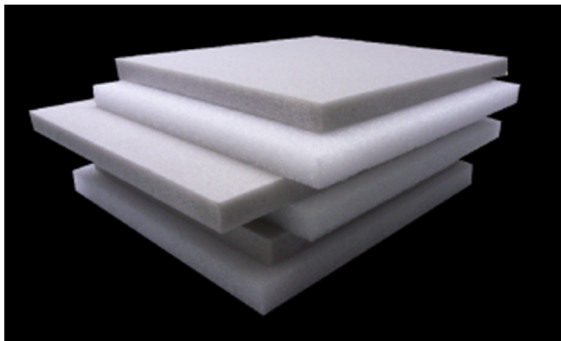


写真2.3.8 建物コンセプト模型

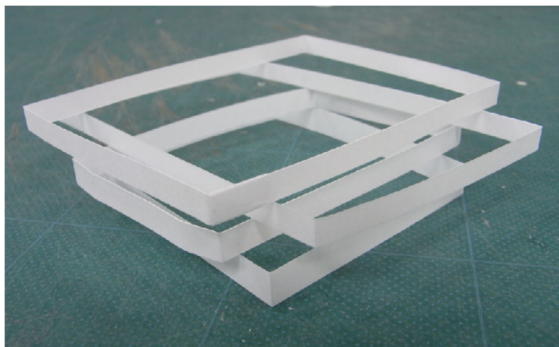


写真2.3.9 構造コンセプト模型

（３）フィーレンディール構造の外殻構造への適用

「フィーレンディール構造」とは、一般的には「トラス形式」一つである「フィーレンディール・トラス」の事を指す。図 2.3.1 に一般的な三角トラスの「プラット・トラス」を示す。これに対して、図 2.3.2 のフィーレンディール・トラスを示す。

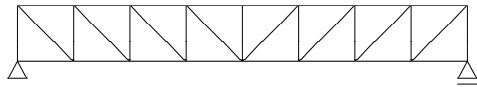


図 2.3.1 プラット・トラス



図 2.3.2 フィーレンディール・トラス

2つのトラスの形状から、その応力伝達機構は異なる。「プラット・トラス」は3角形基本形としているのですべての縦・横・斜め部材は軸力で荷重を伝達している。一方、「フィーレンディール・トラス」は「格子グリッド」「剛接架構」を利用しているので、荷重は縦横部材の曲げモーメントとせん断力で伝達していく。そのため、トラスの剛性としては、「プラット・トラス」のような三角トラスの方の剛性が高く、格子トラスは剛性が弱い。これを補うためには、縦部材を細かく入れることで、横材に生じる曲げモーメントを小さくすることができる（図 2.3.3）。更に縦部材の曲げ剛性（断面 2 次モーメント）を上げることでトラス全体の剛性を高めることができる。それでも、「フィーレンディール・トラス」の方が建築設計者から好まれる場合が多いのは「フィーレンディール・トラス」の持つ垂直、水平性が建築デザインに合う場合が多いからである。

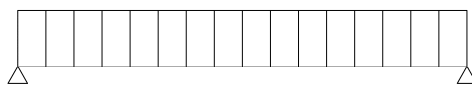


図 2.3.3 フィーレンディール・トラス（その 2）

三角トラスを用いる場合は、斜材のサイズが建築デザインに大きく関係するが、斜材の軸剛性（断面積）がトラス全体の变形に大きく影響するため、建築設計者が望むような太さにすることが困難な場合が多いからである。

以上は、一般的な鉛直荷重に対するトラス梁に関することであるが、これを「外殻構造」に適用するとなると、鉛直荷重用のトラス梁としての縦・横材の役割だけでなく、縦材が一

般ラーメン構造の柱と同じく地震力も負担することになる（図 2.3.4）。

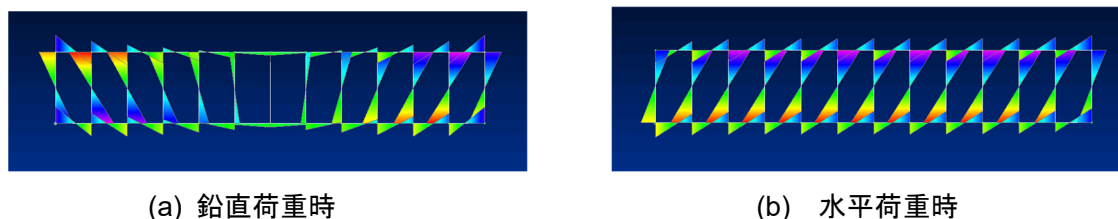


図 2.3.4 フィーレンディール・トラスの曲げモーメント図

（４）構造概要

この架構を成立させるための構造種別として「鉄骨造」を選択した。鉄骨造の採用は、内部空間をロングスパン化し、公共建築物としてのフレキシビリティの確保、階毎に異なる吹き抜け形状へ柔軟に対応を可能とした。H 形鋼による柱を列状に並べ、鉛直荷重を伝えるとともに十分な剛性をもった耐震要素として機能させた。

架構システムの着想とともに、建築デザインと施工の詳細に対しても基本設計段階から配慮する必要がある。現実に施工可能でなければ素晴らしいアイデアもただの「絵に描いた餅」である。本計画では、外観をフィーレンディール架構と一致した縦格子状のグリッドの外装デザインとすることで構造の合理的割り付けをそのまま意匠的に反映した。外周部のフィーレンディール架構の基本モジュールは 1137.5mm で構成されている。そのため、外周鉄骨柱は H-800×300 を基本サイズとして採用している。更に、外周部のフレームが交差する部位では 300×300 の組立 BOX 柱を用いて軸力の伝達を行うようにした（図 2.3.5）。

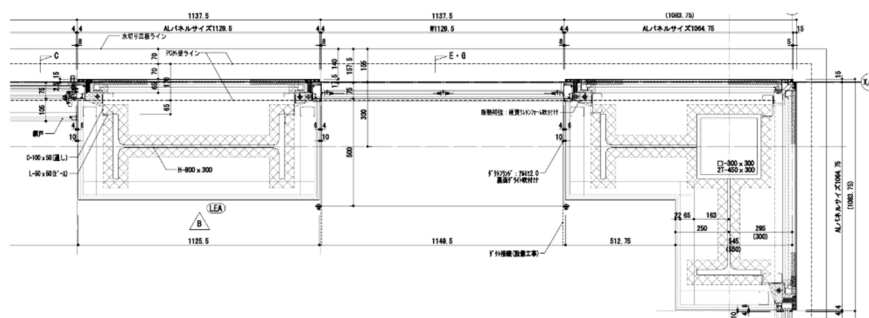


図 2.3.5 コーナー部の鉄骨詳細図

さらに、外殻構造として重要なことは地震時に生じた層せん断力の伝達である。鉄骨造なので RC 床スラブと鉄骨フレームは頭付きスタッドで緊結されている。この建物の平面の大きさは約 60m×60m なので、外周部への床の面せん断力は 30m を伝達することが必要となる。また、この建物のように外壁面に凹凸がある場合は層の上下の床スラブを利用して地震力を伝達していくことに留意する。

発注者から提示された耐震性能の要求水準は、「官庁施設の総合耐震計画基準」に定める、構造体Ⅱ類、建築非構造部材 B 類というものであったが、「医療保健センター」と「図書館」という 2 つの重要な公共機能を有していることや、災害出動拠点として利用可能な建物の実現を目指し、より耐震性能の高い構造体Ⅰ類、建築非構造部材 A 類を実現可能な「免震構造」を採用した。免震構造にとって上部構造が剛体に近いほど免震効果が発揮される。その点、この建物に採用した「鉄骨造によるフィーレンディール外殻構造」は十分な水平剛性を有しており、免震構造の性能を最大限に引き出すことにつながった。

地上階の構造種別は前述の通り「鉄骨造」であり、構造形式は「ブレース付ラーメン構造」としている。建物中央部に CFT 柱を配置して主に鉛直方向荷重支持の役割を担わせ、外周部に鉄骨柱梁架構（フィーレンディール）を配置して水平方向荷重抵抗の役割を担わせている。このようにすることで、建物中央部にはロングスパンの吹き抜け空間を確保することが容易になり、かつ跳ね出し部分を無理なく、シンプルにキャンティレバーとしてのデザインを可能にした（図2.3.6）。

地下階は鉄筋コンクリート造を採用し、架構形式は耐震壁付きラーメン構造である。

免震構造を構成する免震装置には、中小地震時から大地震時まで揺れを抑えることを目的に、天然ゴム系積層ゴム支承＋弾性すべり支承＋オイルダンパーの組み合わせとした。免震構造として地震入力を低減することは、外周部において上下階の柱位置が一致しないという本建物の構造形態の実現に大きく寄与している。

基礎形式は杭基礎とし、GL-26m 以深の細砂及び玉石混じり砂礫層を支持層とした既製コンクリート杭（プレボーリング拡大根固め工法）である。地震時の杭の損傷を低減させるため、杭頭半剛接合構法を採用している。

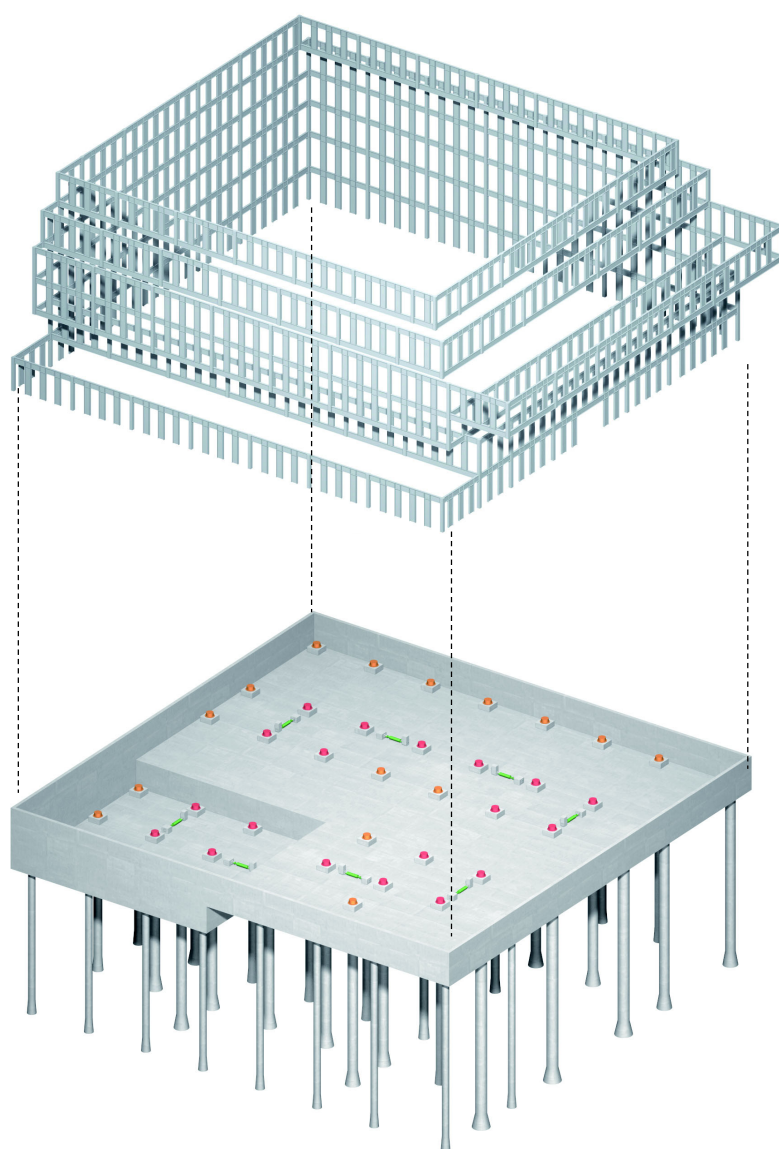


图 2.3.6 構造架構圖

（５）施工時における構造的要求

本建物の南・東面のはね出し部分は、施工の進展に伴う荷重の増加により鉛直たわみが進行することが想定された。最終的な躯体精度の確保及び床のクラック防止のため、施工時解析に基づいて、鉄骨梁のむくり量の設定、コンクリート打設順序の指示、床スリット位置の設定を行い、施工計画に反映した。施工中には躯体のレベルを施工ステップごと（鉄骨建方時→床コンクリート打設時、外壁取付け時、テラス植栽等設置時）に確認を行い、設計の想定との誤差を調整することで、最終的に躯体精度を確保することができた（写真 2.3.10）。



写真 2.3.10 鉄骨建方完了時

（６）おわりに

本建物は 2011 年 1 月末に完成した。その約 1 ヶ月後、開館目前に東日本大震災が発生したが、図書館の本が一冊も落下することなく無事に 2011 年 4 月 1 日にオープンすることができたのも、間違いなく免震構造の成果である。

2.3.5 川崎生命科学・環境研究センター

(1) 建築概要

本建物は多摩川を挟んで、羽田空港国際線ターミナルの向こう岸にある川崎市殿町に建設された研究所である（写真 2.3.11）。この殿町一帯の地域は「殿町国際拠点キングスフロント」と称し、多様な研究施設を誘致して、一大研究拠点とする計画である。当施設は川崎市の健康安全研究所と環境総合研究所が入居し、残りのスペースには一般公募の民間研究機関を誘致する企業・大学・行政の連携による複合研究所と機能する。研究所は4階建てであり、研究施設は2階から4階に入居し、1階はエントランスと会議室等の共用スペースとなっている。断面的には図 2.3.7 のようになる。



写真 2.3.11 川崎生命科学・環境研究センター 全景 （撮影：三輪晃久写真研究所）



図 2.3.7 断面図

図 2.3.8 に民間研究室が入居する 4 階平面図を示す。施設は X 方向に 16m の 3 スパンで構成しており、中央部にコア等が配置され、両側にスパン 16m の無柱の研究所室が配置されていることが分かる。

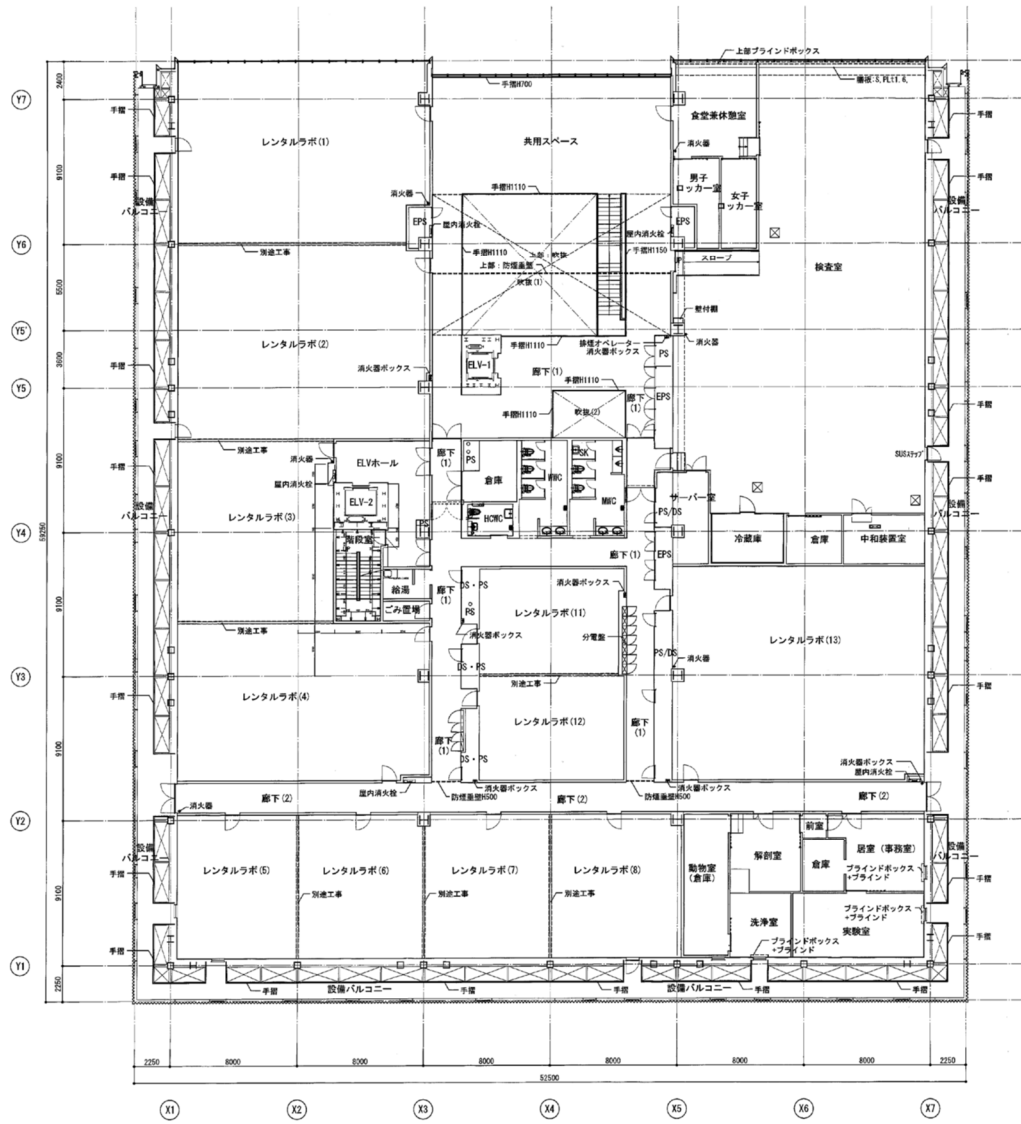


図 2.3.8 4 階平面図

(2) 構造計画

当施設は設計施工のコンペであり、耐震性能としては「官庁施設の総合耐震計画基準」における「I類」すなわち必要保有水平耐力について建築基準法の1.5倍以上を確保し、極めて稀に発生する大地震後にも補修することなく機能継続することが要求された。そのため、構造システムとしては免震構造を採用することが最善であると判断した。構造的には免震構造が望ましいが、建築計画的には施設としての要求面積をぎりぎりまでに抑えるということが施工床面積を最小限にし、建設費も抑えられるという考えから1階の床面積を小さくして2階以上の床面積を広げることが発注者からの要求を満たす最善案であると考えていた。その建築計画と免震構造の相反する目標を解決する架構システムとして2階から4階の外周部の3層を使ったトラス梁を形成し、そのメガトラスを各辺に2台の大口径RC柱の中東に設置した免震支承で受けるという「メガトラス構造」+「中間階免震構造」というアイデアを提案し、建築設計者と構造設計者の合意に達することができた。

架構システムを図2.3.9に示す。「外殻構造」を形成する「メガトラス」は400mm角の角型鋼管とし、そのサイズに合わせて柱も400角の角型鋼管、上下弦梁の梁幅も300mm～400mmとして鉄骨の納まりに配慮している。図2.5.5に外周部の鉄骨詳細図を示している。メガトラスによって集められた外周部の自重および地震力は1辺に2台配置した大口径($\phi 1800$)のRC柱に伝達している。この大口径柱の柱頭部に天然ゴム系積層ゴム支承($\phi 900$)を設置して「柱頭免震」とした。建築物内部の柱は専ら鉛直荷重を支持する働きのみとし、鉛直荷重を基礎に配置した免震支承まで伝達させている。地震動の入力エネルギーは基礎の免震層に設置したオイルダンパーと弾性すべり支承で吸収して、建物の地震時応答を制御している。

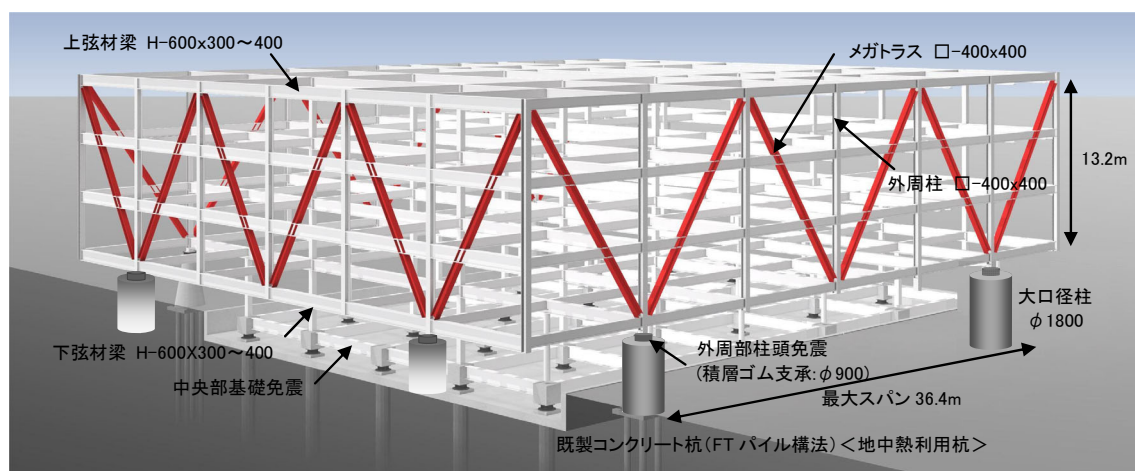


図 2.3.9 架構システム図 (メガトラス+柱頭免震構造)

（３）メガトラス構造の研究所への適用

「メガトラス構造」という用語も造語である．通常の「トラス梁」の成が 2m～5m 程度であるにとらえれば，10m 以上のような巨大なトラス梁を指す意味で用いることが多い．このような巨大なトラス構造で建築物全体を取り囲んで「外殻構造」を形成し，内部空間のフレキシビリティを高めることは「研究所」という用途にとっては都合の良い構造形式となる．

「研究所」は研究内容によっては内部間仕切りの変更が可能であって，大部屋にも小部屋にもなることをよく望まれる．そのためには内部空間の無柱化を求められることが多い，更に設備配管の更新性を考えると，耐震要素としての大梁よりも鉛直荷重を支持する機能だけの小梁で床組が形成されている方が良い．このような条件を満足させる構造形式として，「耐震要素」を外周部に配置した「外殻構造」の良さが生きてくるのである．

ただし，「外殻構造」のもつ欠点として，耐力および剛性は高いが地震動の入力エネルギーを吸収する要素がないので，許容応力度設計（弾性設計）の範囲で応答が収まればよいのだが，塑性化領域に入るようであれば，免震構造または制振構造との組合せが必要となる

（４）施工状況

写真 2.3.12 に鉄骨建方状況の写真も示す．メガトラスの架構がよくわかる 1 枚となっている．



写真 2.3.12 鉄骨建方状況

（５）おわりに

研究施設として免震構造（Ⅰ類）が計画当初から要求されており，2～4 階部分の外周に 3 層分のメガトラスを採用し，免震構造としての水平剛性を確保するとともに，外周部の鉛直荷重を 1 面あたり 2 本の大口径柱に集約させることで，1 階のピロティ部分の解放的空間にした．当施設で採用した「外殻構造」としての「メガトラス構造」は免震構造の性能を最大限に発揮させると共に，研究施設としての上部構造があたかも浮かんでいるような印象を与えることに効を奏している．



図 2.3.13 外観写真 （撮影：三輪晃久写真研究所）

2.4 制振構造における外殻構造

2.4.1 制振構造の外殻構造への適応性

一般論として、地震や風による建築物の水平変形は「せん断変形成分」と「曲げ変形成分」の和として表される。低層建物は「曲げ変形成分」の影響が小さく、「せん断変形成分」が支配的である。建物の高さが高くなるほど「曲げ変形成分」が大きくなり、「曲げ変形成分」と「せん断変形成分」の比率が同等に近づいていく。よって、超高層ビルにおける水平変形を小さくする方法として、「せん断変形成分」を小さくするように建物外周部にブレースを配置するなどの工夫が行われてきた（第2章2.5節参照）。この点において、超高層ビルの構造計画と外殻構造の目的が一致することになる。

また、超高層ビルにおいては建物自体の固有周期が長周期化するため、免震構造を適用する意義が薄れ、制振構造を適用する場合がほとんどである。この場合の制振構造の種類は大きく2つの系統に分かれる。

- ① 建物の「全体変形成分」を制御するための制振構造 ・ ・ ・ 頂部設置型
(「全体変形成分」＝「曲げ変形成分」＋「せん断変形成分」)

- ② 建物の「せん断変形成分」を制御するための制振構造 ・ ・ ・ 各層設置型

頂部設置型の制振構造の代表的装置はTMD（Tuned Mass Damper）であり、各層設置型の制振構造の代表的装置が「ブレース型ダンパー」や「間柱型ダンパー」である。

そして、制振構造と外殻構造の適応性を考えた場合、制振構造と外殻構造は必ずしも構造性状が一致するとは限らない。①のタイプの制振構造には適応が可能であるが、②のタイプの制振構造には適応が不可である。②のタイプの制振構造は地震や風などの外乱により生じた層間の変形量や相対速度に応じて制振部材が入力エネルギーを吸収する。従って、層間の水平剛性の柔らかい方が、制振効果が高くなるからである。この点において、外殻構造の特徴である「水平剛性を高めて、内部空間の建築的設計自由度を高める」といった目的に相反している。

2.4.2 SANKYO 新東京本社ビル

東京都 JR 渋谷駅埼京線ホームの横に建つパチンコメーカーの本社ビルである。メッシュ状の架構が印象的なビルである（写真 2.4.1）。この建物外側に追い出したメッシュ状の架構が建物自重を支える「斜め柱」であるとともに、地震時の水平力に抵抗する「ブレース」として寄与している。メッシュ状に組んだ斜め柱が建物の外周を取り囲み「外殻構造」としての「チューブ構造」を形成している。建物高さは 63.7m、平面形状は 23.76m×23.76m である¹⁰⁾。

構造的特徴としては、外殻構造が外壁面から外側に配置しているため、床面の外周側に水平ブレースまたは鋼板（ハッチ部）を介して、地震力を外周フレームに伝達している。また、大地震時の崩壊系を形成し、地震動の入力エネルギーを吸収するためにメッシュ部の中央部の斜材を座屈拘束ブレース（アンボンド・ブレース）として、この部位で積極的にエネルギーを吸収



写真 2.4.1 建物外観 （撮影：小林浩志）

させる仕組みを作っていることである（図 2.4.1）。最下層の 2 層は吹き抜け空間としているため、大地震時にも弾性応答で収まるように設計されており、このような形態で「外殻構造」を適用した事例としては、この建築物は日本で最初であると思われる。

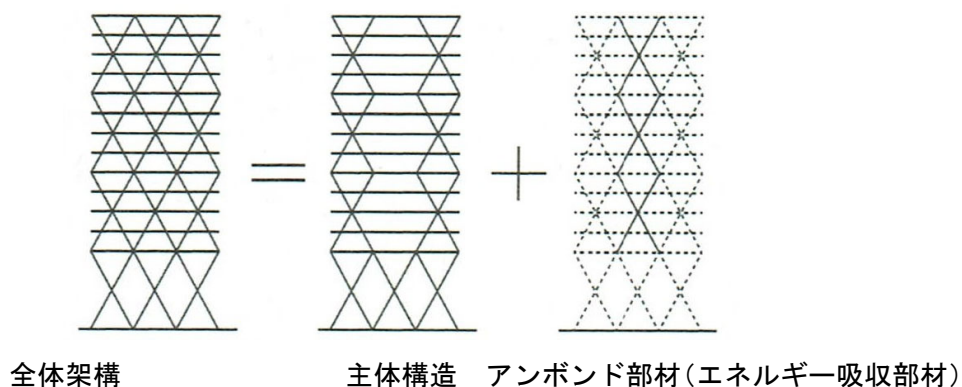


図 2.4.1 耐震設計コンセプト¹¹⁾

2.4.3 銀座寿一会ビル¹²⁾

都会の狭小地にある程度の高さの建築物を建てようとする、自ずと建物のプロポーションは細長くなり、いわゆる「ペンスルビル」と呼ばれるような建築物になる。構造工学の視点から耐震安全性を確保するために免震構造を採用しようとしても十分な免震クリアランスの確保や引抜き抵抗力の欠如から、免震構造の採用が難しい場合が多い。そのため、制振構造を採用する機会が多いが、制振構造の効果を高めて免震構造に近い性能を与えようとしたときに「集中制振構造」が有効になる。

「集中制振構造」とは、建築物の下層階に制振装置を集中的に設置して、下層階を地震動の入力エネルギー吸収階とした構造である。これを実現するためには、制振装置の設置されない上層階をブレース等で水平剛性を高める必要がある。その両者の組合せによって、免震構造のような挙動となり、地震動時の上層階の応答加速度を低減させる効果が生まれる。上層階の剛性を高める手法としてブレース構造とする以外にも、「斜め柱」や「メッシュ構造」などの採用が考えられる。これらの構造要素を建築物の外観デザインに積極的に取り入れることで「外殻構造」となり、建築物内部の計画の自由度を高めることにもつながるのである。

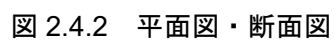
(1) 建物概要

銀座の泰明小学校の隣に立つ眼科医の個人オーナーが所有するペンスルビルである。ビルで、下層階に眼科診療所、上層階に居住スペースがある（写真 2.4.2）。

建物の平面は 7.75m×8.25m であり、高さは 47.8m である。階高は 2.8m のモジュールで構成され、1 階から $5.6\text{m} (=2.8\text{m} \times 2) + 2.8\text{m} + 5.6\text{m} \times 2 (=2.8\text{m} \times 4) + 2.8\text{m} + 5.6\text{m} \times 2 (=2.8\text{m} \times 4) + 2.8\text{m} + 5.6\text{m} \times 2 (=2.8\text{m} \times 4)$ の 9 階建てとなっている。5.6m×2 部分をガラスの BOX に仕上げ、2.8m の階の一部を屋外化することで、立面にガラス BOX が 3 つ連なるリズムを与えている。5.6m 部分が診療室、執務室、住居となり、2.8m の部分は診療所の休憩フロアと住宅のゲストルームとしてしている（図 2.4.2）。



写真 2.4.2 建物外観



(2) デザイン・プロセス

1) 建築条件によるアプローチ

本計画では多くの設計条件による制約があった。建築計画的には「高さ制限 48m」と「容積率 800%」である。敷地面積が 77.43m²なので、延床面積は 619.44m²以内に納める必要があった。このとき建蔽率が 80%として、建設可能な階数は 10 階となる。また、外部避難階段では避難バルコニーを設置することは銀座地区の街並みの美観を考慮してできるだけ避けたいという意識が建築設計者にはあった。そこで建物内部に X 階段を設置する計画とし、そのための最適な階高が 2.8m となった。しかし、階高 2.8m で 10 層の建物高さは 28m で終わってしまい、高さ制限 48m まで計画しようとする と 17 層となり容積率がオーバーとなる。そこで、2.8m の倍数である 5.6m を用いて 10 層に納めるスタディを行った(図 2.4.3)。

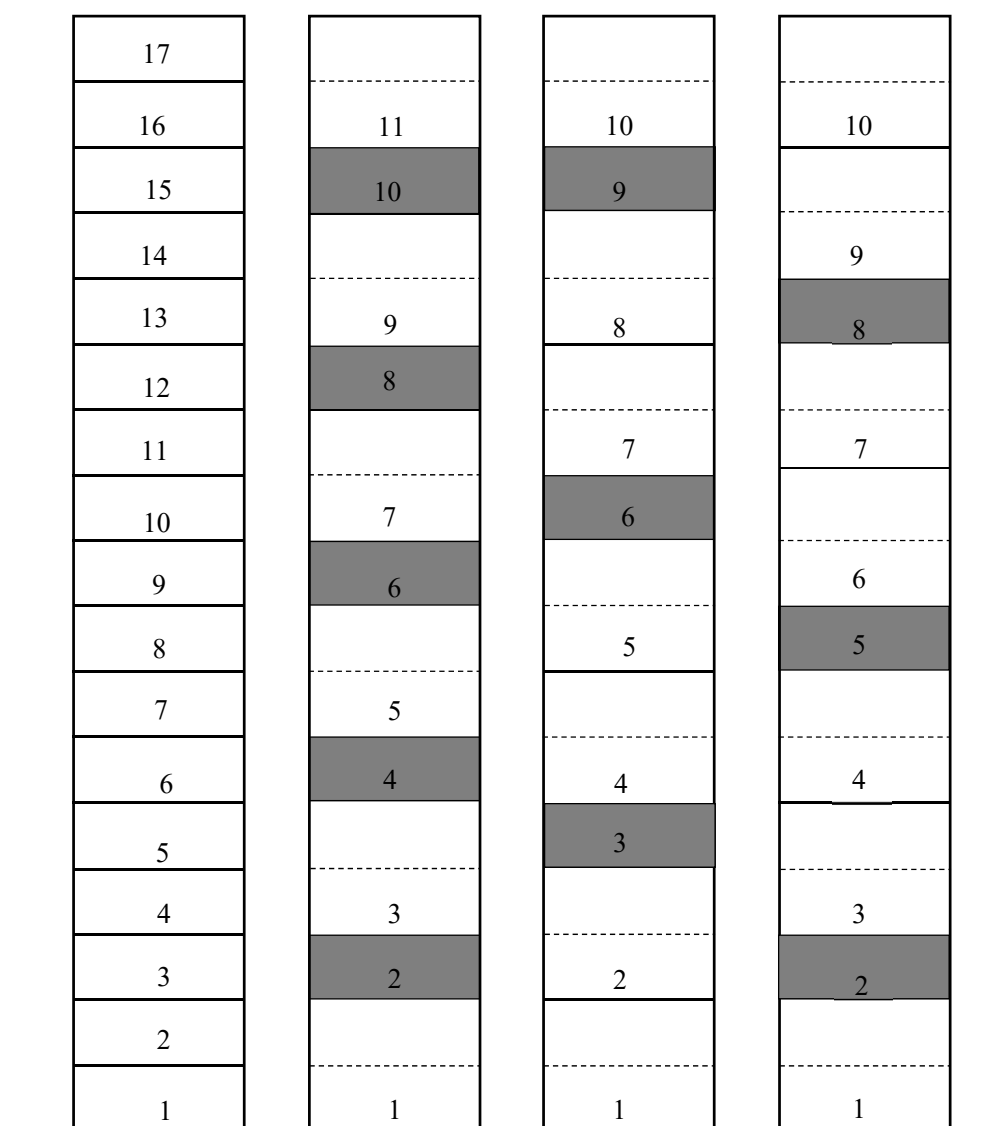


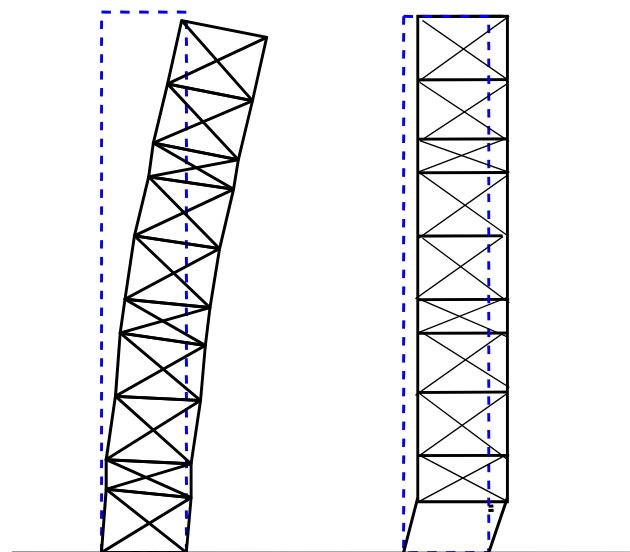
図 2.4.3 建築計画のスタディ

2) 構造性能によるアプローチ

ペンシルビルのような細長い建物の振動モードは、図 2.4.4 (a) のようなロッキング・モードで振動する。この場合、上層階にいくに従い、地震時や強風時の建物の振幅が大きくなり、応答加速度も大きくなる。特に応答加速度の増大は、居住者の快適性、すなわち居住性能に大きく影響する。特に強風時の横揺れは長時間にわたって継続するため、船酔いのような不快感を居住者に与える。これを改善するために、一般的には以下の2つの方法が採用されている。

- ① 建物頂部（屋上）に TMD（Tuned Mass Damper）を設置する
- ② 各階に粘性系ダンパーを設置する

しかし、①の場合は建物の立面的形状が細長くなるほど応答加速度は大きくなり、TMD による付加減衰では効果が小さくなる。また、②の場合、建物高さが 60m 以下の強風時の層間変形は極めて微小であるため、粘性系ダンパーが有効に作動する振幅ではなくなる。そこで、地震時や強風時に粘性系ダンパーが有効に働くように最下層のみを振動エネルギー吸収層として、変形を集中させることにした。あたかも免震構造のように最下層に変形を集中させて上層階の変形を小さくするために、上層階の架構を「外殻構造」として、ブレースや斜め柱を用いて剛性を高めた。これにより、建物の振動モードは図 2.4.4 (b) のようなスウェイ・モードに変換されることになる。



(a) ロッキング・モード (b) スウェイ・モード

図 2.4.4 振動モードの転換

本計画は建物の間口が約 7m に対して建物高さが 48m であり、アスペクト比が 7 に近い
ため、上層階の風揺れを制御する居住性能が必要な構造性能として求められた。そこで、1
階の層剛性を弱め、オイルダンパーを集中配置してエネルギー吸収層とした「ソフトファース
トストーリー（集中）制振構造」を採用することに早期に決定した。この制振構造を採用
する場合、1 階の階高は高いほうが良いので 5.6m となり、2 階以上の構造架構を外殻構造
にすることから、階構成のパターンが図 2.4.3 の一番右側のパターンに決定した。

3) 建築設計条件によるから構造計画

法規以外の建築設計条件には次のようなものがあった。

- ・ 建物の西側（図 2.4.5 左側）には小学校の校庭があるので、将来的に建築物が建つこと
はないと考え、開放的なガラス・カーテンウォールとする。
- ・ 同様に南側（図 2.4.5 下側）の道路側も開放的なガラス・カーテンウォールとする。
- ・ そのため、西南の角（図 2.4.5 左下）にはできれば柱を入れない方向で検討する。（特
に居室空間の最上階）
- ・ 北側（図 2.4.5 上側）および東側（図 2.4.5 右側）は隣地側なので無開口壁でよい。

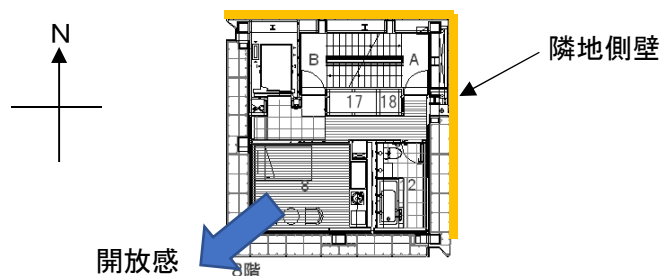


図 2.4.5 8 階平面図

建築設計条件を受けて、2 階以上の架構のスタディを図 2.4.6(a)～(e)に示す。

- (a) はメッシュ状の架構であるが、一辺が 8m の中に斜め格子が幾本も現れることは煩わ
しい。また、2.8m に合わせるとメッシュが更に細くなるなど、2.8m+2×5.6m のブ
ロックに適合したメッシュ形状が難しい。また西南の開放感も得られないという理由
で不採用とした。
- (b) 西南の角の柱を 2 本に分割して、内側にずらして配置したが、純ラーメン架構なので
柱梁の断面サイズが大きくなり不採用とした。
- (c) 左側の柱を傾斜していき、最上部の右端と結んで三角形を作るパターン。このパター
ンは最上部のブロックの片持ち梁が長く、視覚的に不安定感を覚えるため不採用。

- (d) 左側の柱を最上部の梁の中央まで傾斜して三角形を作るパターン．◎に比べて安定感
は出てくるが，形態の新鮮さはない．
- (e) 左側の柱を最上部の梁を 2 : 1 に分割した点と 2 階の梁端を結んでいる．このバラン
スが良くないと判断し，採用した．

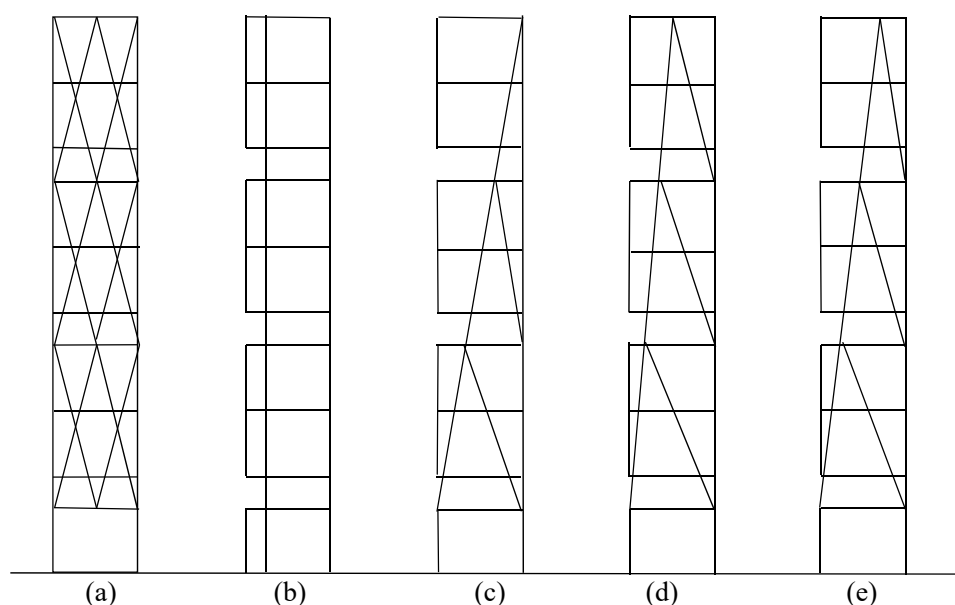


図 2.4.6 上部架構のスタディ

このようにして，最上階の住宅部分のコーナーの視野を確保するために上層に上層に向
って大きく開いていく V 字柱に 3 角形トラス架構を 3 つ重ねるデザインが生まれた．構造
計画において，構造設計者のもつ構造的バランスの直感も重要なファクターであろう．この
直感とは，建築のデザイン性を損なうことなく，的確な力学的バランスとプロポーションを
読み取る力である．構造設計者も建築を数多く見ることで，この感覚を養うべきである．

以上のプロセスを経て，ガラス BOX を 3 つ重ねた建築デザインと上層階の居住スペース
の解放性に配慮しながら，水平剛性を高める構造体として「V 字斜め柱」と「三角トラス」
を採用した．この外殻構造により，印象的な建築形態と構造性能を合わせ持つ新しいペンシ
ルビルを実現した．本計画の構造システムを図 2.4.7 に示す．

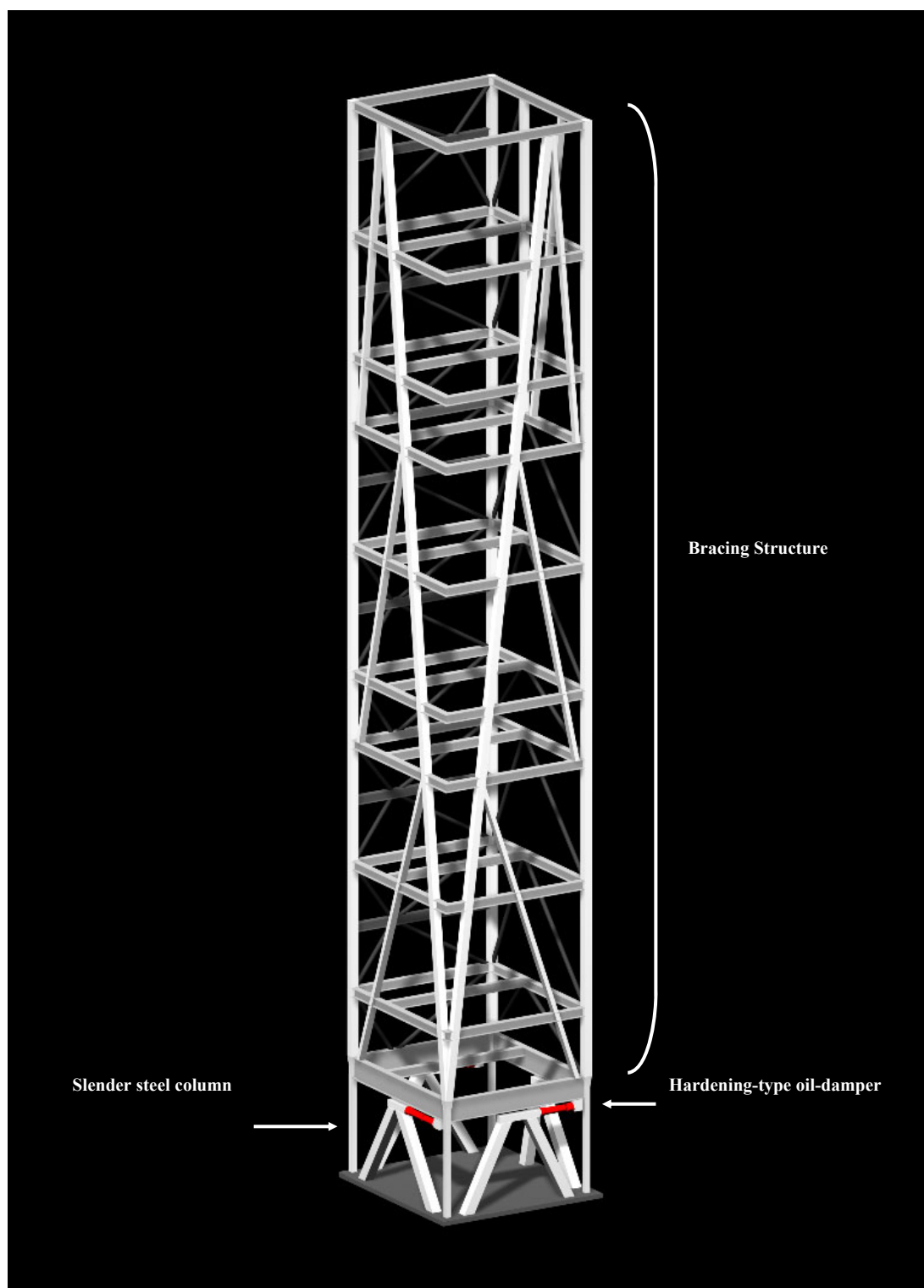


図 2.4.7 構造システム

(3) 構造設計概要

1) ソフトファーストストーリー制振構造

「ソフトファーストストーリー制振構造」を成立させるためのポイントを以下に示す。

- 1) 振動エネルギー吸収層（最下層）より上の上部構造の水平剛性を高める。
- 2) 振動エネルギー吸収層の柱の水平剛性（曲げ剛性）を小さくするとともに、軸伸縮を少なくするために断面積（軸剛性）を確保する．．
- 3) 振動エネルギー吸収デバイスとしてオイルダンパーを用いるが、地震動時にも有効に働くように減衰性能としてハードニング型オイルダンパーを採用する。
- 4) 設計レベル以上の地震動に対して建物が倒壊しないように、フェイル・セーフ機構を取り入れる。

2) 細長い柱

「ソフトファーストストーリー制振構造」を成立させる条件である「振動モードの変換」のために、柱を細くして水平剛性を低減させつつ、上部構造にロッキング・モードを生じさせないように軸剛性の高い柱が必要とされた。さらに大地震時に層崩壊しないように、層間変形角 1/100 の時にも弾性状態であることも要求された。これらの条件を満たす柱として、鋼材を高張力鋼の SA440 ($F=440\text{N/mm}^2$) とし、必要断面 2 次モーメントと断面積の関係から 240mm×240mm の密実断面が本構造に最適であるとの結論を得た。しかし、指定建築材料として使用可能な鋼板の最大厚さは 100mm であり、240mm×240mm の無垢断面の鋼材は流通していない。そこで、厚板による四面組立角型鋼管の要領で 80mm×240mm の鋼板を 3 枚重ねて溶接で一体化し、240mm×240mm の密実断面の鉄骨柱を製作することにした。その断面を図 2.4.8 に示す。写真で見ても溶接部および厚板同士の接触部が分からないほど密着して製作することができた。また、溶接による一体化を FEM 解析により検証し、その結果を表 2.4.1 に示す。無垢断面の場合と比較して、水平剛性の差は 0.7%程度であり、溶接によっても無垢断面と性能であることを確認した。また、断面内のせん断応力が溶接部に集中するが、その応力度も小さいことを確認した。

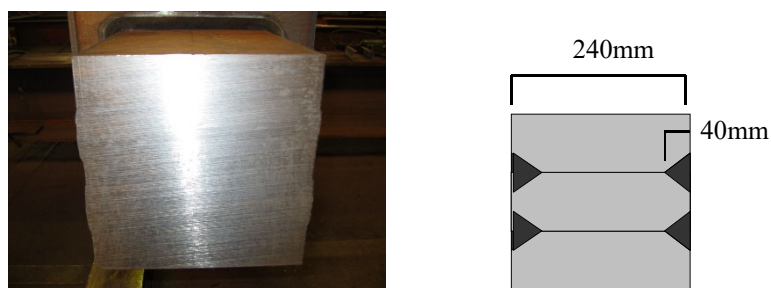


図 2.4.8 細長い柱の断面（密実断面）（3PL -80x200）

表 2.4.1 FEM 解析結果の比較

モデル	3-PL80x240 溶接モデル	無垢断面 240×240
解析モデルの断面・長さ B = 240mm D = 240mm L = 5000mm		
水平変形	75.16mm	74.64mm
曲げ面形 (理論値)	74.5mm	74.5mm
せん断変形	0.66mm	0.14mm
最大せん断応力	(溶接断面) 22.38N/mm ²	(A 部分) 13.33N/mm ²

3) ハードニング型オイルダンパー

「ソフファーストストーリー制振構造」を成立させるための条件はオイルダンパーによる応答制御である。一般的な地震用のオイルダンパーの減衰力・速度関係は初期減衰係数が大きく、リリース速度後に減衰係数が低下するバイリニア型であるが、本建物で必要とされた性能は強風時の応答速度が小さい領域では減衰係数が小さく、地震時の応答速度が大きい領域で減衰係数が大きくなるハードニング型オイルダンパーである（図 2.4.9）。初期減衰係数は複素固有値解析を行い、一次モードに対する等価減衰定数が最適値となる減衰係数を与えた（図 2.4.10）。また、2 次減衰係数は大地震動時に層間変形角が 1/100 を超えないように建物の応答を制御する値を設定した。図 2.4.11 に微小振幅領域における減衰力・変位関係の実験データを示す。振幅 0.25mm の微小振幅でも楕円のループを描き、エネルギー

一吸収能力があることが確認された．ハードニング型オイルダンパーの減衰性能が示すため，図 2.4.12 に大振幅領域における減衰力・変位関係の理論解を表している．

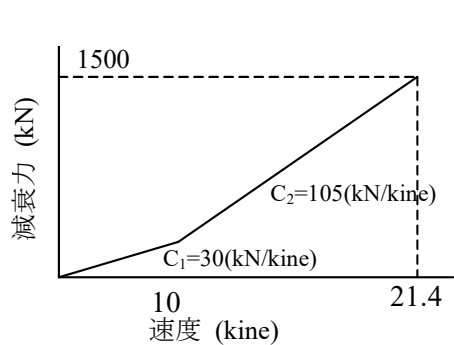


図 2.4.9 減衰力・速度関係

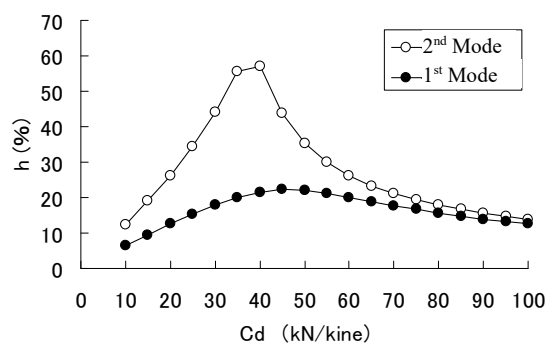


図 2.4.10 等価減衰定数と減衰係数の関係

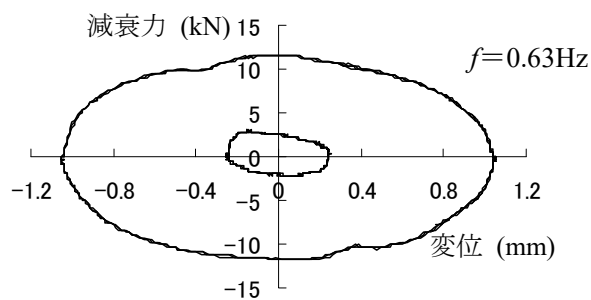


図 2.4.11 微小変形領域における減衰力・変位関係

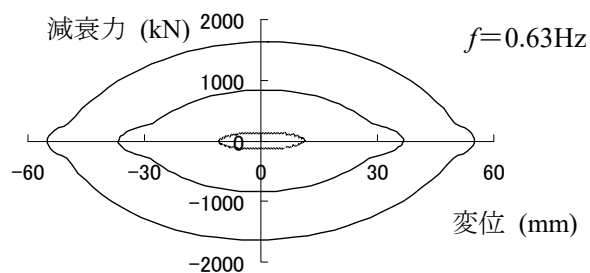


図 2.4.12 大振幅領域における減衰力・変位関係（理論値）

4) フェイル・セーフ機構

設計用地震動以上の大きさの巨大地震が発生した場合，1 階の柱頭・柱脚に降伏ヒンジが生じ，建物が層崩壊する可能性がある．それを防ぐためにフェイル・セーフ機構を想定しておく必要がある．本建物では，1 階に設置したオイルダンパーの取付フレームが，その機能を果たすことになる．図 2.4.13 に崩壊プロセスを示す．巨大地震を受けたとき，建物が弾性応答を超えて，柱頭・柱脚に降伏ヒンジが生じ始める（状態 1）．その後，建物は層崩壊を始めるが，オイルダンパーの取付フレームの頂部に接触し（状態 2），最終的には取付フレームの上に建物が乗っかる形で，建物の崩壊を防ぐことになる．状態 2 の層間変形角は $1/34$ であり，この時の建物の変形は 2mm である．

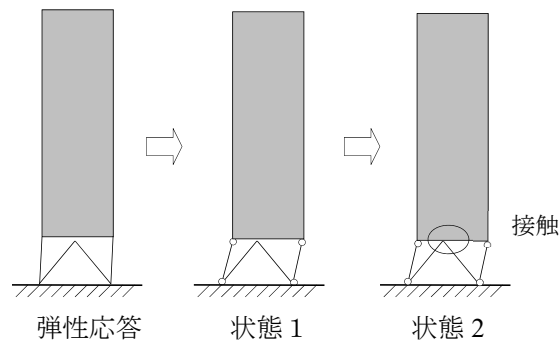


図 2.4.13 崩壊プロセス

（４）おわりに

銀座寿一会ビルを通じて，ソフトファーストストーリー（集中）制振構造を適用し，その効果を発揮するために上部構造に斜め柱を用いた「外殻構造」としたペンシルビルの建築計画および構造計画，構造設計上のポイントについて述べ，集中制振構造のペンシルビルへの適用が効果的であることを示した．

2.5 超高層建築物での事例

この「外殻構造」と呼ぶ構造形式は、アメリカの組織設計事務所「SOM」が過去に実施してきた超高層建築物を成立させるための様々な架構システムに近い。アメリカ東海岸の超高層建築物にとって重要な水平荷重は風荷重である。図 2.5.1 に SOM による超高層建築物を建物高さによって分類した架構形式を示す⁷⁾。「外殻構造」は「チューブ構造」として超高層建築の中では既に様々なバリエーションで展開されてきた。

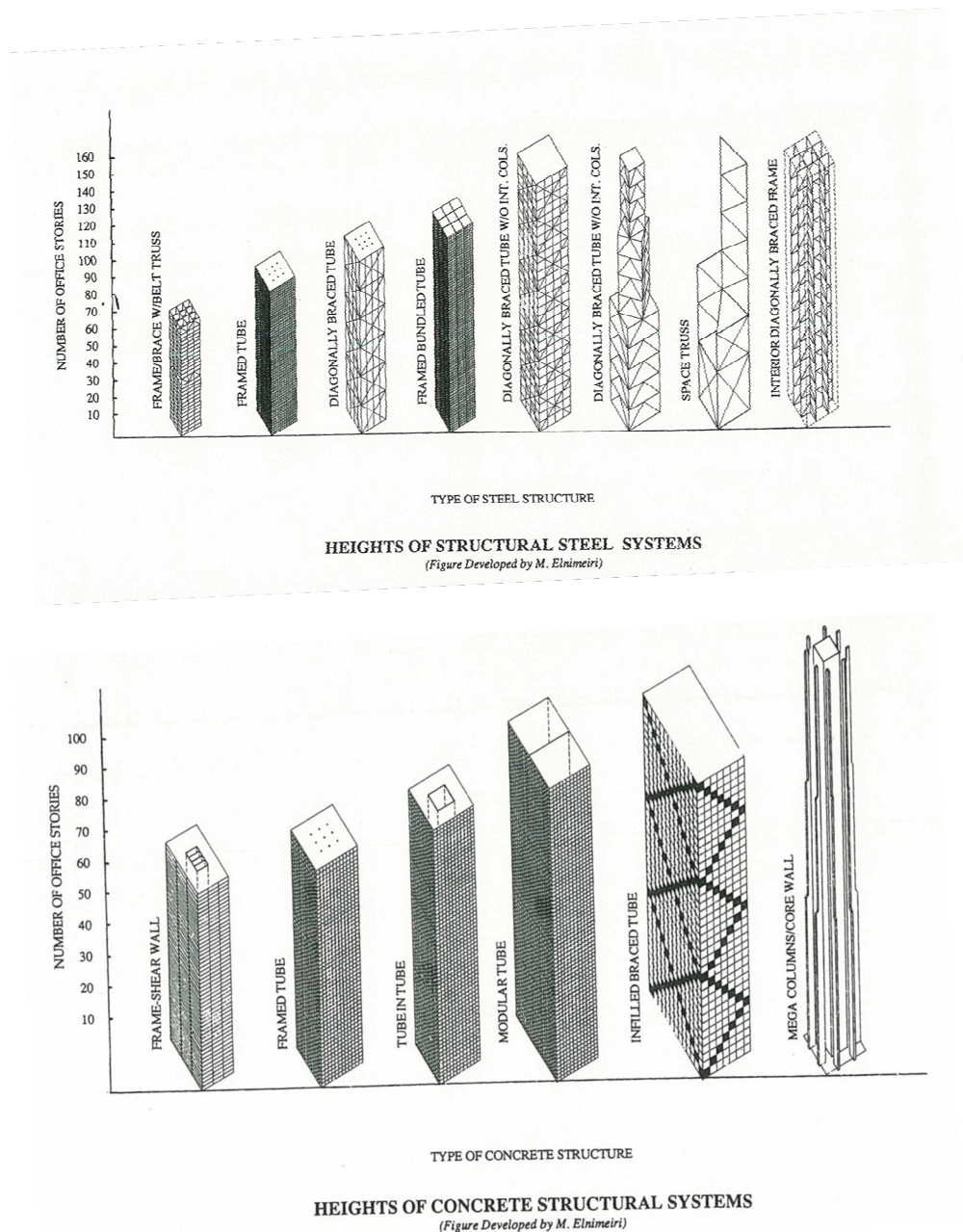


図 2.5.1 超高層ビルの架構形式¹³⁾

その一形態の事例としては「Trussed Tube Form」を採用した建物が「John Hancock Center」¹³⁾である（写真 2.5.1，図 2.5.2）。



写真 2.5.1 John Hancock Center (Chicago)¹⁴⁾

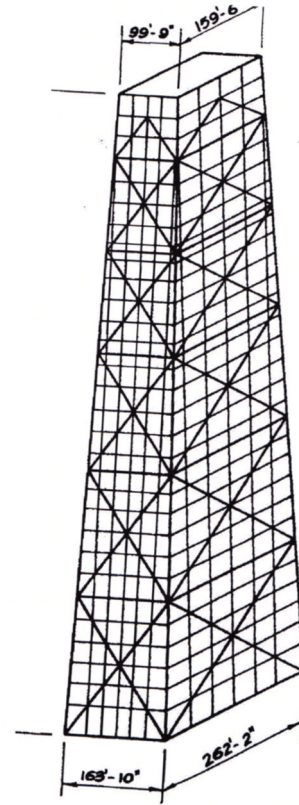


図 2.5.2 Trussed Tube Form¹⁴⁾

John Hancock Center などの「チューブ構造」は 1960 年～1970 代の構造スタイルであり，ある意味では古典的スタイルである．それから時を経て 2000 年代になると，「チューブ構造」を建築デザイン表現に取り込んだ超高層建築物が出現している．その多くはメッシュ状のデザインを採用している（図 2.5.3，写真 2.5.2～2.5.4）．

デザインの嗜好はあるが，メッシュ状の建築外装デザインは建築形態にも多様化をもたらしている．ここで注意すべき点は，海外のようにメッシュ状の超高層ビルは耐風設計が主であり，構造部材は許容応力度（弾性）設計でおさまっているということである．近年の超高層建築物の構造形式の主流は，このようなチューブ構造に鉄筋コンクリート連層壁をコア壁として用いている．RC 壁の剛性に期待しているからであるが，日本においてはひび割れを伴う RC 連層壁の剛性は，地震動を受けるたびに低下していく．したがって，このようなデザインを採用する場合は耐震計画を十分に行わなければならないのである．

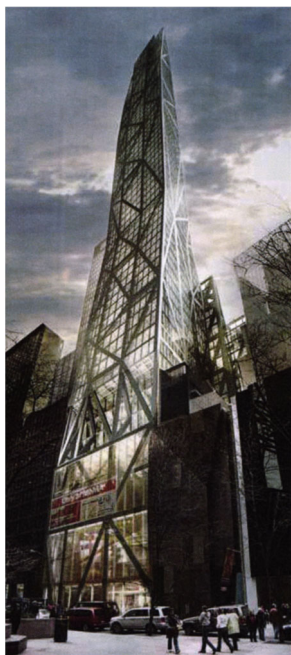


图 2.5.3 MOMA Tower¹⁵⁾



写真 2.5.2 Hearst Tower¹⁵⁾



写真 2.5.3 Tornado Tower (Doha)¹⁶⁾



写真 2.5.4 Guangzhou International Finance Center (Guangzhou)¹⁶⁾

2.6 まとめ

第2章では「外殻構造」が実際に建設された建築物に適用された実例として、国内建物から9例、海外建物から超高層建築物への適用事例を紹介した。

国内事例は「耐震構造」「免震構造」「制振構造」に分類し、著者が構造設計者として関与した事例が5例、筆者が関与していない事例が4例である。

筆者が関与していない4事例に共通しているのは「外殻構造」の形態が「斜め格子（メッシュ）構造」を採用している点にある。「外殻構造」の建築表現としての「メッシュ」は典型的な表現手法であり、プラダ青山店のメッシュは細かいメッシュは菱形の細かいメッシュであるが、他の3例のメッシュは多層にまたがるメガストラクチャー的表現としている。

筆者が構造設計に関与した事例に「メッシュ構造」の表現がないのは、筆者の意図というよりも建築設計者の思考の影響が強い。または建築を計画する際に筆者と建築設計者が協働して外殻構造を計画する際に「メッシュ構造」はステレオタイプ的であると考え、意図的に避けたものもある。外殻構造の建築表現を様々なバリエーションで検証してきたとも言える。しかし、建築表現が建築設計者一時に構造設計者も含めて一のエゴ的発想を押し通すものではなく、建設時の条件や、建物用途といった様々な与条件の下に一つの建築表現に辿り着くべきものである。その上で、外殻構造の表現が「メッシュ構造」に留まらず、様々な可能性を持っていることを本章の事例を通して、立証した。

本章で提示した事例から得られた知見をもとに、第3章では「外殻構造システムの設計手法」について論じる。

【参考文献】

- 1) ピエール・ルイジ・ネルヴィ，監修：横尾義貫，訳：小泉昇，新田守，富樫順吉，山品昌広，“建築の美と技術”，コロナ社，1967年
- 2) 高橋章夫，花村明秀，早部安弘，渡辺征晃，谷翼，“南江堂第二ビル”，日本建築学会作品選集 2012，2012.3
- 3) 早部安弘，“ランダム開口を有する鋼板コンクリート構造：ミキモトギンザ2”，建築技術 No.671, pp.132-133, 2005.12
- 4) 早部安弘，細澤治，“鋼板コンクリート構造の計画と検証”，建築技術 No.675, pp.30-33, 2006.4
- 5) 大畑勝人，“外殻斜め格子構造”，魅/見せる建築技術事例集，JSSC テクニカルレポート No.76（社団法人 日本鋼構造協会），pp.40-41，2006年5月
- 6) 新建築 No.78，pp.42-57，2003年9月
- 7) GA GAPAN 85，pp.57-65，2007年
- 8) 三栖健一，“鉄道上空に跨る建築計画における鉄道近接施工”，建築技術 No.829，pp.42-47，2019年2月
- 9) 早部安弘，“フィーレンディール外殻構造を採用した鉄骨造の免震施設”，鉄構技術 VOL.26, No.297, pp.72-73, 2013.2
- 10) 海野敏夫，岩田衛，林健一，“アンボンド部材を有する斜め格子チューブ構造の構造設計”，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），pp.681-682，1997年9月
- 11) 林健一，海野敏夫，岩田衛，“被害レベル制御構造の斜め格子チューブ構造を有する高層ビルへの適用”，日本建築学会技術報告集，第6号，pp.65-69，1998年10月
- 12) Yasuhiro Hayabe and Yuichi Watanabe, “Seismic Response Control of A Soft-First-Story Building”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Proceeding of WCEE, pp.123-128, 2008.10
- 13) Hal Iyengar, “Systems and Expressions – Intention and Integration”, TALL BUILDING STRUCTURES - A WORLD VIEW, CTBUH, pp.1-20, 1996
- 14) Hal Iyengar, “Reflections on the Hancock Concept”, CTBUH Journal Issue 1, pp.44-52, 2000
- 15) Silvan Marcus, “The New Supers : Super-Slender Towers of New York”, Global Interchanges: Resurgence of Skyscraper City, CTBUH 2015 New York Conference, pp.60-65, 2015
- 16) Kyoung Sun Moon, “Dynamic Interrelationship between the Evolution of the structural Systems and Façade Design in Tall Buildings”, International Journal of High-Rise Buildings Volume 7 No.1, pp.1-16, March 2018

【第2章の資料提供】

2.2.1, 2.2.2, 2.3.4, 2.3.5, 2.4.2 大成建設株式会社（特記以外）

【建物概要】

■南江堂第2ビル

建設地 東京都文京区本郷3丁目
用 途 事務所
建築設計 大成建設株式会社 一級建築士事務所
構造設計 大成建設株式会社 一級建築士事務所
施 工 大成建設株式会社 東京支店
階 数 地上5階
建物高さ 18.77m
建築面積 219m²
延床面積 1018m²
構造種別 鉄筋コンクリート造
竣 工 2009年

■MIKIMOTO Ginza2

建設地 東京都中央区銀座2丁目
用 途 店舗，テナントビル
建築設計 伊東豊雄建築設計事務所
大成建設株式会社一級建築士事務所
構造設計 大成建設株式会社一級建築士事務所
佐々木睦朗構造計画研究所
施 工 大成建設株式会社 東京支店
階 数 地上9階，地下1階
建物高さ 47.9m.
建築面積 237.69m²
延床面積 2205.89m²
構造種別 鉄骨造（鋼板コンクリート構造）
竣 工 2005年

■プラダブティック青山店

建設地 東京都港区青山 5-2-6
建築設計 ヘルツォーク&ド・ムーロン
竹中工務店
構造設計 竹中工務店
施 工 竹中工務店
用 途 店舗，事務所
建築面積 369.19m²
延床面積 2860.36m²
階 数 地上7階，地下2階
最高高さ 32.457m
構 造 鉄骨造，一部 RC 造（免震構造）
竣 工 2003 年

■ ソニーシティ

建設地 東京都港区港南 1-7-1
建築設計 プランテック総合計画事務所
構造設計 アルファ構造デザイン事務所
Arup Japan
施 工 清水建設
用 途 事務所
建築面積 8,995.45m²
延床面積 162,887.57m²
階 数 地下 2 階，地上 20 階，塔屋 2 階
最高軒高 93.5m
規準階高 4.55m
構 造 鉄骨造（免震構造）
竣 工 2006 年

■ ダイヤゲート池袋

建設地 東京都豊島区南池袋 1-16-15
建築設計 日建設計
構造設計 日建設計
施 工 大林・西武建設工事共同企業体
用 途 事務所，店舗，駐車場
建築面積 5,530.96m²
延床面積 49,661.63m²
階 数 地下 2 階，地上 20 階，塔屋 1 階（建築基準法上）
最高軒高 99.98m
構 造 鉄骨造（柱 CFT 造）（中間免震構造）
竣 工 2019 年

■ 高崎市総合保健センター・高崎市立中央図書館

建設地 群馬県高崎市高松町5-28
建物用途 保健所，事務所，図書館
建築設計 佐藤総合計画，大成建設株式会社一級建築士事務所
構造設計 佐藤総合計画，大成建設株式会社一級建築士事務所
施 工 大成建設株式会社 関東支店
階 数 地上6階，地下1階
建物高さ 26.9m.
建築面積 4,171m²
延床面積 20,557m²
構造種別 鉄骨造（免震構造）
竣 工 2011年

■川崎生命科学・環境研究センター

建設地 川崎市川崎区殿町3丁目
建物用途 研究所
建築設計 大成建設株式会社 一級建築士事務所
構造設計 大成建設株式会社 一級建築士事務所
施 工 大成建設株式会社 横浜支店
階 数 地上4階，地下1階
建物高さ 18.159m.
建築面積 3,110.63m²
延床面積 11,406.09m²
構造種別 鉄骨造（免震構造）
竣 工 2012年

■SANKYO 新東京本社ビル

建設地 東京都渋谷区渋谷 3-29-14
建築設計 プランテック総合計画事務所
構造設計 アルファ構造デザイン事務所
施 工 大林・新日鐵・不同・長谷工共同企業体
用 途 事務所
建築面積 633.64m²
延床面積 9,396.80m²
階 数 地上 14 階，地下 2 階
建物高さ 66.26m
構造種別 鉄骨造（制震構造）
竣 工 1998 年

■銀座寿一会ビル

建設地 東京都中央区銀座 5 丁目
建物用途 診療所
建築設計 大成建設株式会社一級建築士事務所
構造設計 大成建設株式会社一級建築士事務所
施 工 大成建設株式会社 東京支店
階 数 地上 10 階，地下 1 階
建物高さ 47.48m
建築面積 63.94m²
延床面積 598.36m²
構造種別 鉄骨造（制振構造）
竣 工 2005 年

第 3 章

外殻構造システムの設計手法

3.1 はじめに

第 1 章において、本論文における外殻構造を

地震荷重や風荷重などの水平荷重に抵抗する構造形式の一つであり、特に水平力抵抗要素（柱、ブレース、耐震壁等）を外周部に配置し、内部は鉛直荷重を支持することに特化した柱のみを配置して、建築計画の内部空間の設計自由度を高めた構造システム

と定義し、第 2 章では筆者以外の構造設計者によって設計された外殻構造を採用した建築物を 4 例、筆者が構造設計に関与した外殻構造の建物を 5 例紹介した。本章においては、これらの構造設計事例を分析し、外殻構造の適用範囲を提示し、実務的構造設計における留意点を提示する。

3.2 構造設計事例の適用範囲

まず、第 2 章において例示した 9 つの建物について、筆者以外の構造設計者によって設計された 4 つの建物の比較表を表 3.2.1 に、筆者が構造設計に関与した 5 つの建物の比較表を表 3.2.2 に示す。これらの表から外殻構造の適用範囲について考察を加える。

3.2.1 建物規模

表 3.2.1 と表 3.2.2 より 9 例の平面形状と建物高さは下記の範囲に入っている。

平面形状：7m×7m（銀座寿一会ビル）～70m×100m（ソニーシティ）

建物高さ：18.2m（川崎生命科学・環境研究センター）～93.5m（ソニーシティ）

この点から見ると「ソニーシティ」くらいの規模の建築への外殻構造の適用は十分に実証されているといえる。その観点から見ると、平面形状として 100m×100m 位までの中低層建築物には「外殻構造」の可能性はほとんどの建物にあると考えてもよいであろう。平面的大きさに関しての外殻構造の制約条件は、床面内の地震力を耐震要素である外殻フレームへの伝達性能である。この点についての検討を後ほど検証する。

一方、高さに関しては「ソニーシティ」および「ダイヤゲート池袋」とともに約 100m が最大となっている。外殻構造システムの高さ方向への制約は少ないと考える。建物高さが高くなると地震動の入力エネルギーの吸収性能が重要となり、地震対応としての構造体が「耐震構造」「免震構造」「制振構造」のいずれであるかに大きく関係する。

表 3.2.1 外殻構造の比較（その１）

	SANKYO 新東京本社ビル	プラダ・ブティック 青山店	ソニーシティ 品川	ダイヤゲート 池袋
用途	事務所	店舗	事務所	事務所
建物高さ	約 40m	32.5m	93.56m	約 100m
平面形状	約 23m×23m	約 15m×22m	約 70m×100m	46.8m×64.8m
構造種別	鉄骨造	鉄骨造	鉄骨造	鉄骨造
地震対応	制振構造	免震構造	免震構造	免震構造
外殻構造の スタイル	斜め格子構造	斜め格子構造	斜め格子構造	斜め格子構造

表 3.2.2 外殻構造の比較（その２）

	MIKIMOTO Ginza2	南江堂 第 2 ビル	高崎市総合保健 センター・ 高崎市立 中央図書館	銀座寿一会 ビル	川崎市環境・ 生命科学研究 所
用途	店舗	事務所	複合施設	診療所	研究所
建物高さ	48m	18.8m	26.9m	47.5m	18.2m
平面形状	14m×17m	9.5m×23m	60m×60m	7m×7m	52.5m×59m
構造種別	鋼板コン クリート 構造	RC 造	鉄骨造	鉄骨造	鉄骨造
地震対応	耐震構造	耐震構造	免震構造	制振構造	免震構造
外殻構造の スタイル	チューブ 構造	フラットプ レート構造	フィーレンディ ール構造	斜め柱	メガトラス 構造

3.2.2 構造体の地震対応

9 例の中で「耐震構造」を採用しているものは 2 例（「MIKIMOTO Ginza2」「南江堂第 2 ビル」）であり，「MIKIMOTO Ginza2」の鋼板コンクリート構造は高剛性，高耐力の特殊な構造なので除外すれば，それ以外は建物高さが 20m 位までの低層建物になる．「耐震構造」で外殻構造を適用とする場合の建物高さは，強度型設計に適した 20m 以下，高くても 31m の中低層建築物が適していると考ええる．

3.2.3 建築計画と建物用途

次に，建築計画と外殻構造の関係であるが，9 例の中では事務所用途が 5 例と一番多い．しかし，事務所以外の用途でも幅広い用途に対応している．したがって建物用途は「外殻構造」の採用の是非には関係がないといえる．

最後に，建築計画と構造計画の中で「外殻構造」を適用する際の因子を図 3.2.1 に示す．これらの組み合わせにより最適な構造計画を選択することになるが，その組合せは多種多様である．

3.2.4 構造種別

9 例の中では「鉄骨造」が 8 例と最も多い．これは建物用途の中で事務所が最も多いということと併せて考えれば，鉄骨造のブレース構造が最も採光率を高くとることができるもの推測する．また，ファサードデザインとして，斜め格子状のデザインが建築設計者に臨まれているとも考えられる．一方で，RC 造の耐震壁で外殻構造を構成するためには，窓開口が少なくてもよい建築物が適している．

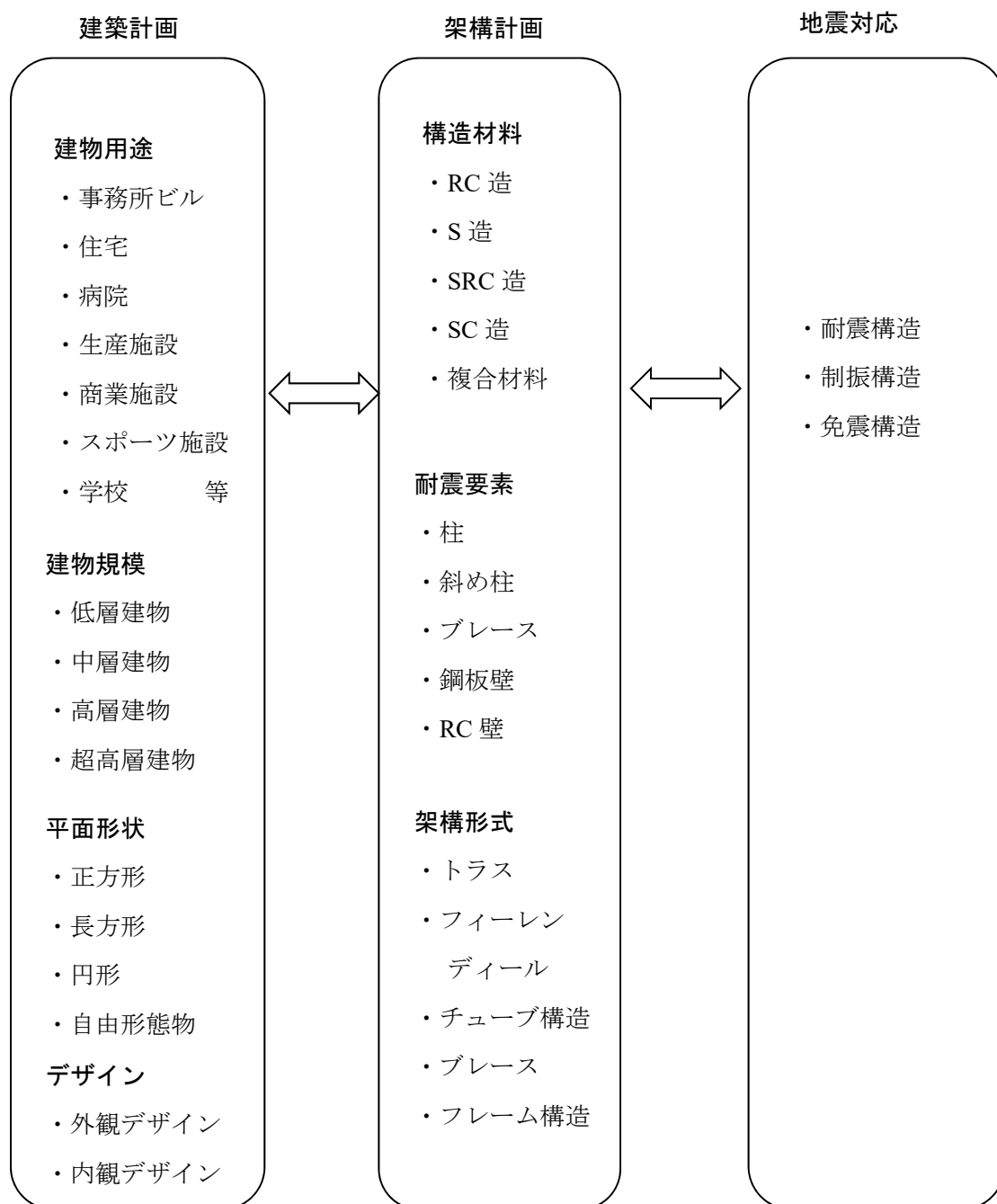


図 3.2.1 外殻構造を構成する建築計画・構造計画の因子

3.3 外殻構造の地震荷重伝達機構

外殻構造の重要な点は「建物内部の地震力をどのように耐震要素である外周部に伝達させていくか」ということである。地震力の流れを模式図に表したものを図 3.3.1 に示す。この図のように、地震動によって建物内部に生じた地震力は「床」を伝わって外周部へ伝達されていく。従って、「外殻構造」においては「床の設計」および「床と外周部の接合部の設計」が重要となる。外周部に近づくほど床面が負担する地震力は増加していくので、最外周の床の強度と、その力を確実に外周部に伝達するための接合部の強度を確保することである。鉄筋コンクリート造であれば、床と外周部の大梁が一体となっているので地震力の伝達はスムーズに行われる（図 3.3.2(a)）。一方、鉄骨造の場合は鉄筋コンクリートの床からスタッド等を介して外周部の大梁に地震力の伝達が行われる場合が多い（図 3.3.2(b)）ので、この機械的伝達機構の設計が重要になる。

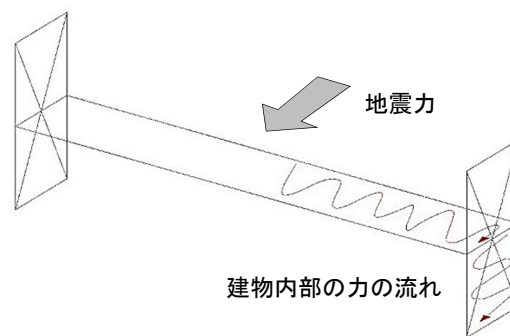


図 3.3.1 外殻構造の地震力の流れ

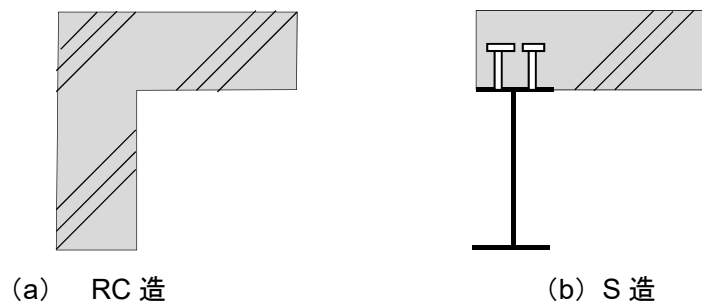


図 3.3.2 床スラブと大梁の接合

ここで、床スラブの地震荷重伝達性能について数値例を用いて検証する．平面形状が B (m) $\times D$ (m) の建物を設定する．考慮する床スラブ・ユニットの奥行を 1 (m) とすると 1 フロア当たりの床面積は

$$A=1 \times B=B \text{ (m}^2\text{)}$$

である (図 3.3.3) ．

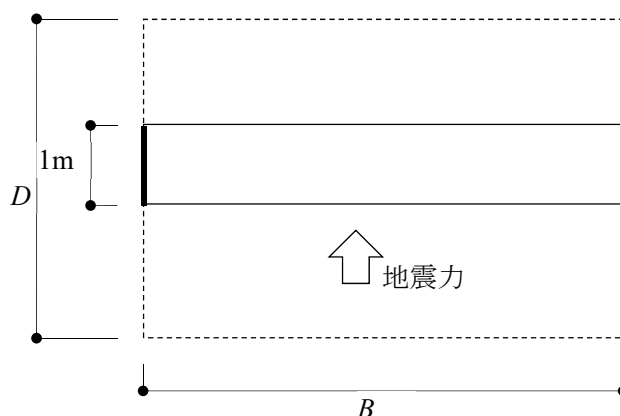


図 3.3.3 床モデル

単位面積あたりの床荷重を 8kN/m^2 (積載荷重を含む) とすると、1 フロアの重量は

$$w=8B \text{ (kN)}$$

となる．建物高さを 60m、階高を 5m とすると 12 層の建物になる．各階のフロア重量を $8B$ (kN) と均一とする．また建物の固有周期は略算式を用いて

$$T=0.02h=1.2\text{sec}$$

と仮定する．ここで、係数にはブレース構造であることを考慮して 0.02 を採用している．建設地の地盤種別を第 2 種地盤 ($T_c=0.6\text{sec}$) とすると、構造特性係数は $R_f=1.6$ となる．標準せん断力係数 $C_0=0.2$ のとき、各階の設計用層せん断力および地震荷重 (外力) は表 3.4.1 になる．

この表より、床スラブに作用する地震荷重は最上階で最大となる．床スラブに作用する地震荷重は外殻構造の外周部へと伝達されるので床面に作用する面内せん断力は

$$Q_{\text{slab}}=P/2=3.358B/2=1.679B \text{ (kN)}$$

となる．床スラブ厚を 150mm とすると、外周部の床スラブの断面積は

$$A_s=1000 \times 150=150,000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

なので、面内せん断応力度は、

$$\tau=1.679B \times 1000/150,000=0.0112B \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

表 3.3.1 設計用層せん断力

i 階	w_i (kN)	W_i (kN)	α_i	A_i	C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)
12	$8B$	$8B$	0.083	2.764	0.442	$3.538B$	$3.358B$
11	$8B$	$16B$	0.167	2.191	0.351	$5.609B$	$2.061B$
10	$8B$	$24B$	0.250	1.913	0.306	$7.346B$	$1.737B$
9	$8B$	$32B$	0.333	1.730	0.277	$8.856B$	$1.510B$
8	$8B$	$40B$	0.417	1.591	0.255	$10.182B$	$1.325B$
7	$8B$	$48B$	0.500	1.477	0.236	$11.343B$	$1.162B$
6	$8B$	$56B$	0.583	1.379	0.221	$12.354B$	$1.011B$
5	$8B$	$64B$	0.667	1.291	0.207	$13.222B$	$0.868B$
4	$8B$	$72B$	0.750	1.211	0.194	$13.952B$	$0.731B$
3	$8B$	$80B$	0.833	1.137	0.182	$14.550B$	$0.598B$
2	$8B$	$88B$	0.917	1.067	0.171	$15.019B$	$0.468B$
1	$8B$	$96B$	1.000	1.000	0.160	$15.360B$	$0.341B$

いま、床スラブに使用しているコンクリートの圧縮強度を $F_c=24$ (N/mm²) とすると、短期許容せん断応力度は

$$f_s=1.5 \times (0.49+24/100) =1.095 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

なので、面内せん断力応力度が短期許容せん断応力度いらないとなる建物幅 B は、

$$B \leq 1.095/0.0112=97.7 \text{ (m)}$$

となる。このことから外殻構造を採用する際の建物幅は 100m 以内が目安になることが示された。

RC 造の場合はコンクリートで床スラブと外周部の大梁が一体化しているので、床スラブの地震力はそのまま外壁面に伝達される。しかし、S 造の場合は RC 造の床スラブと鉄骨大梁はスタッドを介して伝達される。例えば、大梁のスタッドを $2 \times \phi 19$ とする。建物幅を $B=90\text{m}$ とすると、床スラブの面内せん断力は

$$Q_{\text{slab}}=1.679B=1.679 \times 90=151 \text{ (kN)}$$

であり、 $\phi 19$ のスタッド 1 本あたりのせん断耐力は $F_c=24$ (N/mm²) のときに 106 (kN) なので、ピッチは@200 で十分であることが分かる。

また、上記の内容は図 3.3.4(a)に示したような外壁面が平坦な場合であることに注意する。外壁面が平坦な場合は床スラブの面内せん断力は外壁面に流れて、地面へと伝わっていくので、各階の床スラブの地震力が累加していくことはない。一方、「高崎市総合保健センタ

一・高崎市立中央図書館」のように外壁面に凹凸がある場合（図 3.3.4(b)）は，外壁に流れた地震力は最外端の床スラブで各階の床スラブの地震力が累加していく．つまり，(b)の場合の 2 階床スラブは，表 3.3.1 の層せん断力の 1/2，

$$Q_{\text{slab}}=15.360B/2=7.68B$$

の面内せん断力が作用する． $B=90\text{m}$ のとき， $Q_{\text{slab}}=7.68 \times 90=691$ (kN) である．これを Fc24 の短期許容せん断応力度の 1.095 (N/mm^2) 以内に納めようとするとき，必要床スラブ厚は

$$t=691/1.095=631 \text{ (mm)}$$

従って，RC 床スラブの場合は 650mm の厚さとなる．これは現実的ではないので，6mm 鋼板（SS400）を用いれば，鋼板の負担せん断応力度は

$$\tau=(691 \times 1000)/(1000 \times 6)=115 \text{ (N}/\text{mm}^2) < f_s=235/\sqrt{3}=135 \text{ (N}/\text{mm}^2)$$

となり，十分に設計可能となる．

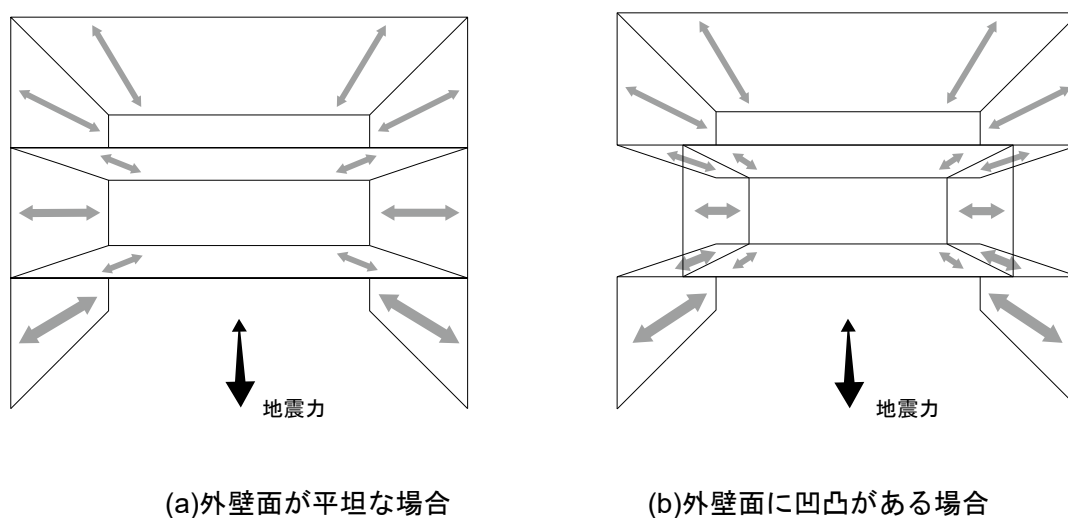


図 3.3.4 外壁面の形状の違いによるせん断力の流れ方

3.4 中低層建築物のコンセプト・モデル

表 3.2.1 および表 3.2.2 より，建物高さが 100m 以下の中層建築物に外殻構造を採用する場合は平面形状として凡そ 100m×100m 以内が適していると述べた．そこで，中低層建築物のコンセプト・モデルを提示す．図 3.4.1 に一辺 90m の正方形平面のコンセプト・モデル，図 3.4.2 に直径 90m の円形平面のコンセプト・モデルを示す．外殻構造パターンとして

- ・柱+ブレース
- ・メッシュ状斜め柱

の 2 種類を用意した．2 章で示したように外殻のパターンは，これ以外にもいろいろと想定できるが，最もポピュラーなコンセプトの外殻構造として例示した．基本グリッドは 15m×15m としているが，内部柱の配置に関しては，概ね 1 本の柱の支配面積が 200m² 程度を目安にしていれば自由な配置にしても合理的に設計できる．このモデルでは高さを 30m に設定しているが，アスペクト比が 1 の 90m 程度までは現在の技術で十分に施工可能である．ただし，高層化するほど，免震構造を採用した方がよい．

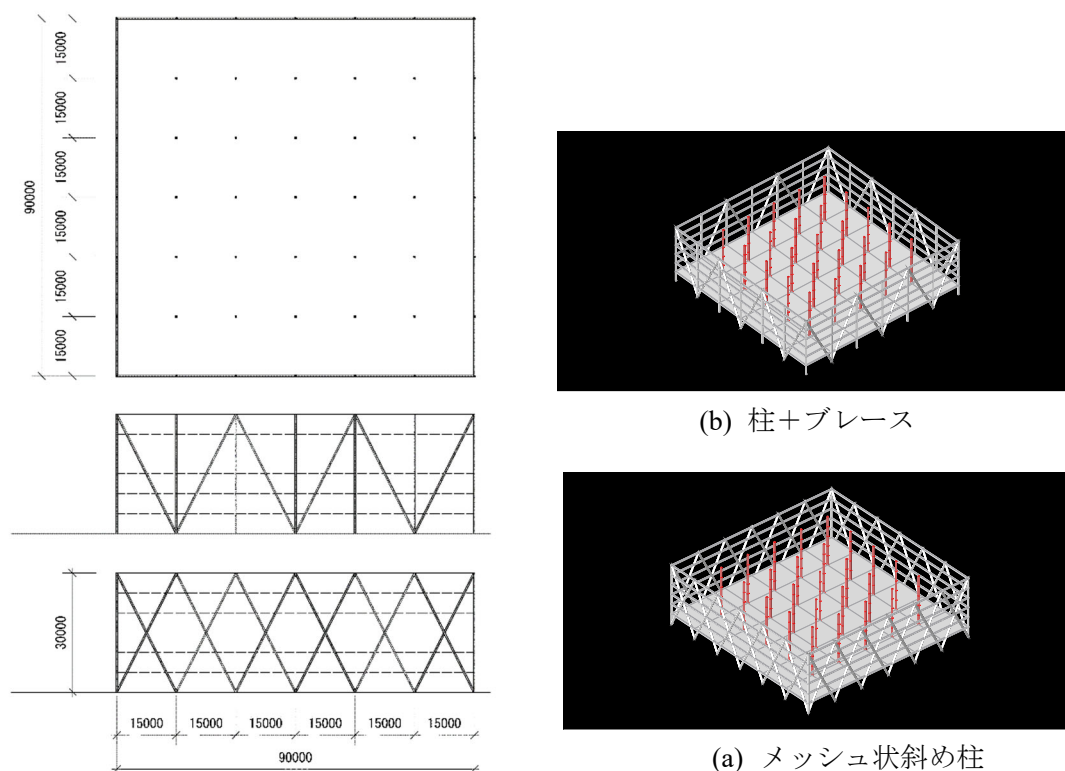


図 3.4.1 コンセプト・モデル（正方形平面）

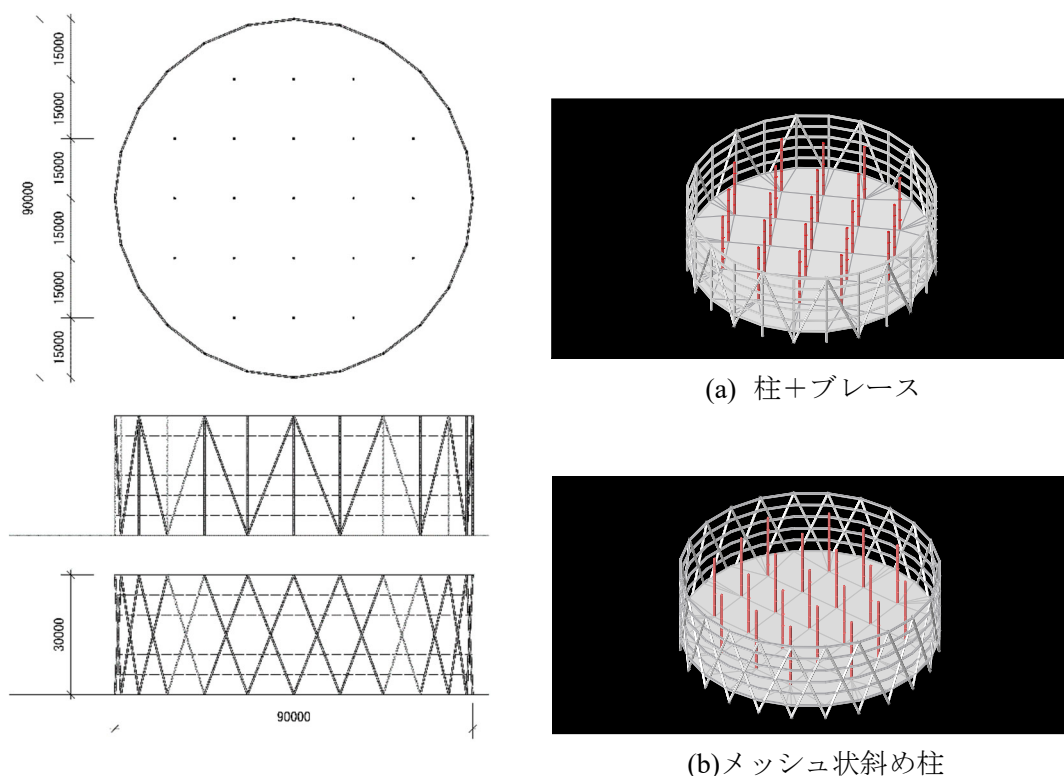


図 3.4.2 コンセプト・モデル（円形平面）

3.5 中低層建物への外殻構造の適用における留意点

殆どの中低層建物には外殻構造の可能性がある」と前述したが、無条件で成立するものではない。ここでは外殻構造を適用する上での留意点について述べていく。考察を加える対象となる建築物は、ショッピングセンター、駐車場、工場、倉庫といった比較的low層で平面的に建築面積の大きい建物と、中層規模で平面的には1辺が50m程度の事務所ビルや研究所等である。

1) ショッピングセンター、駐車場、工場、倉庫

これらの建築物は用途的特徴から外周部の開口が少ない建築物や、ブレースがあっても邪魔にはならない建築物が多いため、比較的、外殻構造を形成するためのブレースや耐震壁等の耐震要素を配置しやすい傾向にある。しかし、この分野の建物の平面形状は、横長である場合が多い。例えば、物流倉庫でも短辺は100m以下だが、長辺が300mにおよぶ場合も見かける。このような辺長比が大きい建物に「外殻構造」を採用する場合、短辺と長辺の耐震要素（ブレース、耐震壁等）の配置量に圧倒的に差がでるということと、外周部の短辺に地震力を伝達することは決して合理的ではない。従って、そのような場合は建物の中間にも

短辺方向の耐震要素を配置して地震力の分散に配慮することが重要である。しかし、その上で建物外周部にデザイン性の高い斜め柱などを採用して、単調になりがちな生産系施設に建築表現のバリエーションを与えることは有意義なことであると考えられる。

2) 事務所ビル、研究所等

これら用途の建物に外殻構造を適用する場合は、建築計画・建築デザインとの整合性が適用のポイントになる。建築設計者が考える建築計画を十分に理解し、外殻構造が本当に適しているのかということを建築設計者と議論を重ねることが重要である。

3.3 でも述べたように、外殻構造は地震力のほとんどを外周部に伝達させるために、床スラブの剛性や外周部との接続方法が課題となる。例えば、エレベータや設備スペースを集めたコアの配置によっても外殻構造の適用性が変わってくる。事務所ビルのコア配置としては「センターコア形式」が最も望ましく、「片側コア形式」は比較的不向きであるといえる。

「センターコア形式」はすべての外周部と床スラブの接続しているため、建物の地震力を外周部に伝達しやすい。一方、「片側コア形式」では床スラブがコア部の開口によって接続できなくなるため、コア部側への地震力の伝達に工夫が必要となる。接続している部分的床スラブを剛強にするなど配慮すれば適用可能となる（図 3.5.1）。エントランスなどの建物内部に「吹き抜け」がある場合も注意が必要である。「吹き抜け」の位置によっては地震力が外周部に伝達できなくなるため、建築設計者との相談したうえで「外殻構造」の採用を考える必要がある。

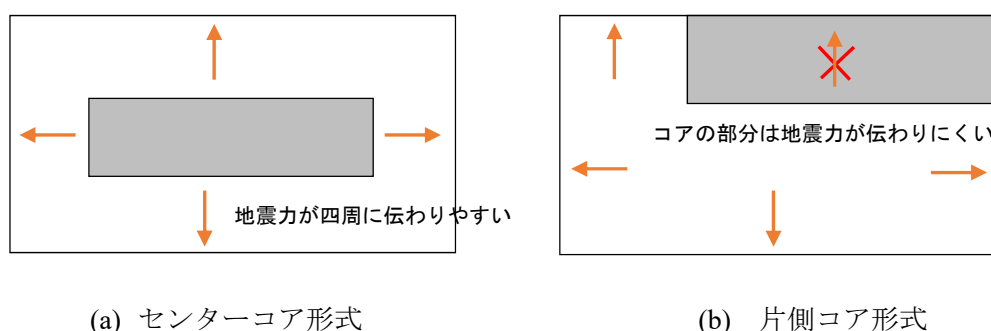


図 3.5.1 事務所ビルのコア形式

「コア」や「吹き抜け」といった床面における開口部に対する地震力の伝達方法は比較的構造計画上の工夫で解決できる場合が多いが、それ以上に重要なことは「外観デザイン」の方向性である。建築設計者が開放的外観デザインを望んでいる場合、特にガラス・カーテンウォールなどの場合はブレース構造よりも斜め柱（V字柱）などで外周部に剛性を与えなく

てはならない。第 1 章で紹介した過去の外殻構造の実施例のいずれも斜め柱やメッシュ構造で剛性を確保している。そうしたデザインが建築物の用途や室内環境や使用性への影響、周辺環境と相性など様々な要因を考慮した上で採否の判断が行われるからである。

3.6 免震構造の積極的採用

外殻構造は地震力を外周部に集めるため、ブレースや斜め柱、耐震壁等を積極的に採用することになる。結果として、剛性が高く、極大地震時にも部材に生じる応力が弾性範囲にとどまることが望ましい。従って、地震動の入力エネルギーの吸収能力の低い構造体になる傾向が高いため、中低層建築物に「外殻構造」を採用する場合は、できる限り「免震構造」と組み合わせることが望ましい。上部構造の剛性が高い構造ほど、床応答加速度の低減や層間変形角の低減による仕上げ材の損傷をふせぐなどの免震構造の効果が発揮されやすくなるためである。

3.7 まとめ

以上より、外殻構造を計画するときには建物規模、地震荷重の伝達機構が成立しているか、免震構造や制振構造が適用できるかといったことを検討していくことが重要である。さらには、建築表現および建築計画の意図を構造設計者が理解すること、構造計画上の免震・制振技術などの地震動入力エネルギー吸収部材をどのように配置するかを建築デザインと合わせて建築設計者が理解することといった設計コンセプトとの共有が重要であると考える。

第4章

提案モデル ～外殻構造の可能性～

4.1 はじめに

これまでは 2 章において、様々な架構システムや構造形式に対して外殻構造の適用性を実際の作品を例示しながら、建築計画に対する外殻構造の有用性を個別に論じてきた。それを受けて 3 章では建築計画・デザインのベクトルと構造計画のベクトルが一致した時、外殻構造が建築として最も魅力を発揮することを示した。本章では、前章までの内容を踏まえて、将来への「外殻構造」の発展性を中層建築物と超々高層建築物に分けて論じていく。

4.2 提案モデル A ～都市型中層建築物～

4.2.1 計画概要

外殻構造のコンセプト・モデルを発展させた建築の提案例として、柱頭免震構造を用いて建物全体を浮かし、地上に広場や公園、野外劇場などを提供する建築物を提案する。ここでは、このモデルを「提案モデル A」と呼ぶ。高さ 60m および 100m×100m の平面形状を有する建物規模であれば、外殻構造に免震構造を組合せれば実現可能である。提案モデル A では、建物本体を幅 20m、高さ 10～20m の口の字型とし、内外周をトラス・チューブ構造として「外殻構造」とした。それを 20m×20m 平面、高さ 20m～40m の 4 つの構造体を免震層として支持するものである。図 4.2.1 に提案モデルのスケッチを示す。建物を口の字型にしたのは中央部を空けることで、下部の解放空間に光や風を入れるためである。

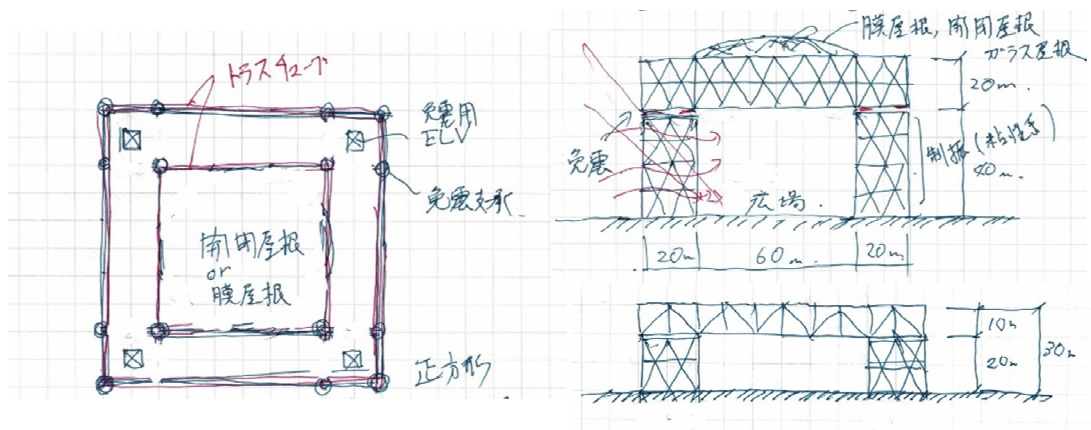
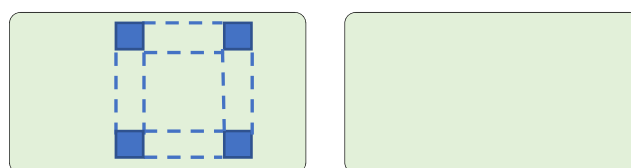
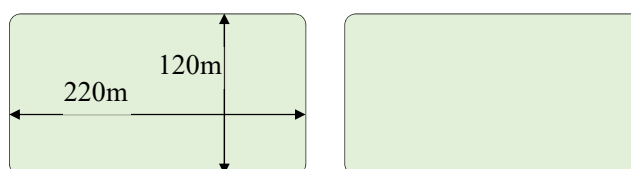
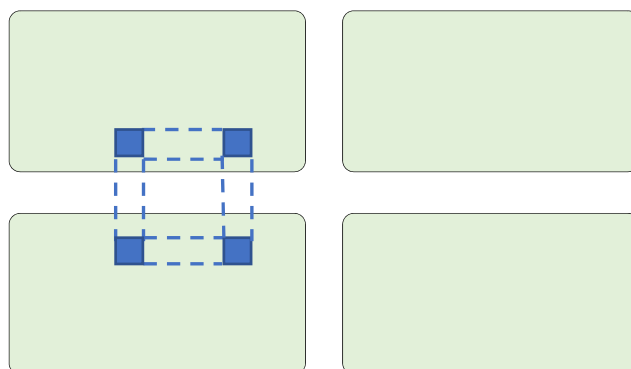


図 4.2.1 提案モデル A のスケッチ

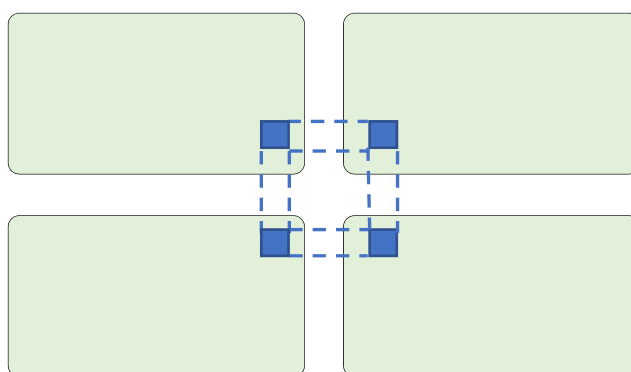
また，都市の街区の中に提案モデル A を配置したすることを考え， $120\text{m} \times 220\text{m}$ の 1 街区の間に 30m 道路が通っている環境を想定する．このとき，図 4.2.2 の(a)のように 1 街区の中に入るケース，(b)のように 2 街区にまたがるケース，(c)のように 4 街区にまたがるケースなどと様々なシチュエーションが考えられる．



(a) 1 街区の中に入るケース



(b) 2 街区にまたがるケース



(c) 4 街区にまたがるケース

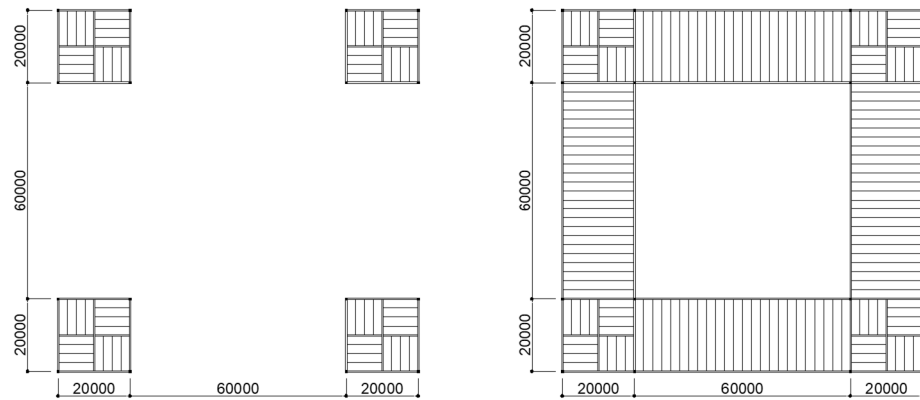
図 4.2.2 都市街区の中の提案モデル A の配置

4.2.2 構造計画

次に、提案モデル A の構造計画について、構造計算を交えて述べていく。

1) 方針

- ・主要構造は鉄骨造とする。
- ・免震層を構成する免震部材は支承に天然ゴム系積層ゴム支承，減衰部材にオイルダンパーを用いる。免震部材に鉛プラグ入り積層ゴム支承や，減衰部材に鋼材ダンパーをもちないのは，中間階免震であるため，地震動後に残留変形を残さないためである。
- ・提案モデル A の略伏図を図 4.2.3，略軸組図を図 4.2.4 に示す。



(a)下部構造

(b)上部構造

図 4.2.3 略伏図

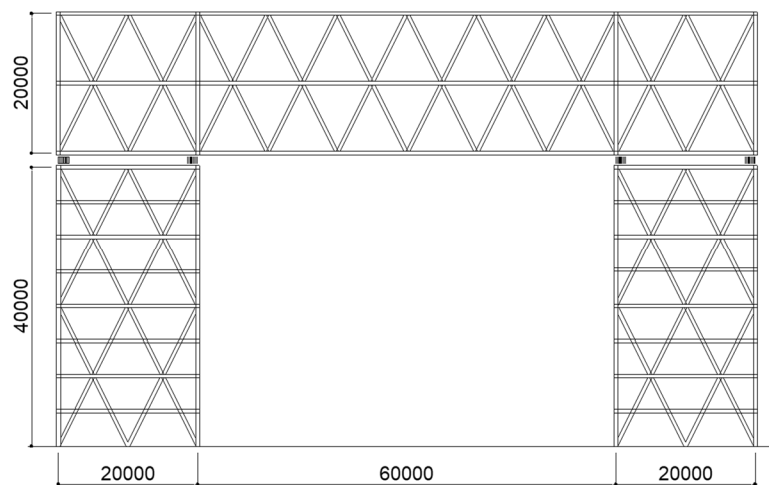


図 4.2.4 略軸組図

2) 構造部材

上部構造	柱	: □-600×600×36 (BCP325)
	斜材	: H-498×432×45×70 (SN490B)
	上下弦材	: H-498×432×45×70 (SN490B)
下部構造	柱	: □-600×600×36 (BCP325)
	ブレース	: □-500×500×28 (BCP325)
	大梁	: BH-1000×400×19×36 (SN490B)
	小梁	: H-900×300×16×28 (SN400B)

3) 免震部材

天然ゴム系積層ゴム支承	φ 1400	4 台
	φ 1100	12 台
オイルダンパー	1000kN ダンパー	各方向 8 台 計 16 台

4) 設計用重量

設計用床荷重として単位床面積あたり 10kN/m² とする.

各階の床面積および重量を表 4.2.1 に示す.

表 4.2.1 設計用床重量

	階	床面積 (m ²)	各階重量 (kN)
上部構造	R 階	6,400	64,000
	11 階	6,400	64,000
	10 階	6,400	64,000
小計			192,000
下部構造	9 階 (免震階)	1,600	16,000
	8 階	1,600	16,000
	7 階	1,600	16,000
	6 階	1,600	16,000
	5 階	1,600	16,000
	4 階	1,600	16,000
	3 階	1,600	16,000
	2 階	1,600	16,000
合計			320,000

5) 構造解析モデル

上記，構造部材および免震部材を構造解析モデル入力し，鉛直荷重時の応力解析を行った．なお，解析プログラムには Midas iGen（Ver.851）を用いた．構造解析モデルを図 4.2.5 に示す．

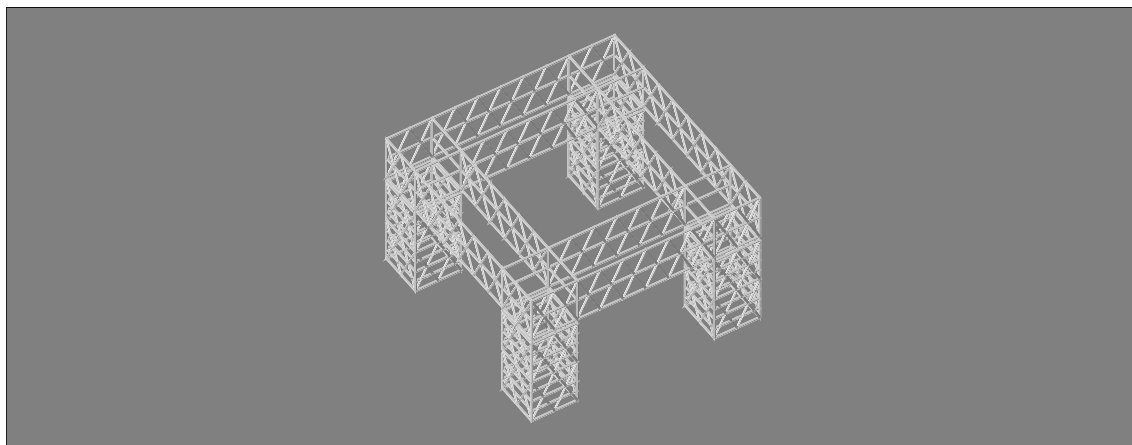


図 4.2.5 構造解析モデル

6) 免震層の設計

次に鉛直荷重時の免震層の支承に作用する軸力を図 4.2.6 に示す．

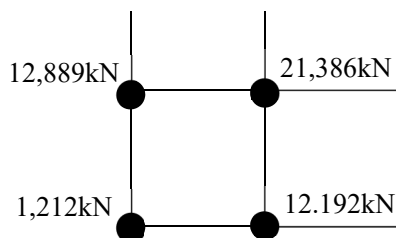


図 4.2.6 免震支承に作用する軸力

天然ゴム系積層ゴム支承の基準面圧を 15N/mm^2 として，支承径を決定する．入隅部の最大軸力の箇所には $\phi 1400$ ，その他の箇所には $\phi 1100$ の支承を配置する．せん断弾性率は 0.392N/mm^2 (G4)、2 次形状係数は積層ゴム支承の安定性に配慮して $S_2=5$ タイプから選択する．天然ゴム系積層ゴム支承の仕様と長期面圧を表 4.2.2 に示す．

表 4.2.2 天然ゴム系積層ゴム支承の仕様と長期面圧

支承径 (mm)	有効断面積 (mm ²)	ゴム総厚 (mm)	S ₂	長期軸力 (kN) および 長期面圧 (N/mm ²)	水平剛性 (kN/m)
1400	1,536,100	279	5.02	21386kN, 13.9N/mm ²	2160
1100	948,000	222	4.95	12889kN, 13.6N/mm ²	1670
1100	948,000	222	4.95	12192kN, 12.9N/mm ²	1670
1100	948,000	222	4.95	1212kN, 1.3N/mm ²	1670

※水平剛性は せん断ひずみ 100%時の値である。

最外角部に配置した φ 1100 の支承の長期面圧は 1.3N/mm² と極めて小さいが、地震時における水平変形のせん断ひずみを同程度にするために φ 1100 を使用している。

これらの支承から得られる総水平剛性は

$$K_H = 2160 \times 4 + 1670 \times 12 = 28680 \text{ kN/m}$$

である。上部構造の重量の合計が表 4.2.1 より 192,000kN なので、免震周期は

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{192,000 \times 10^3}{9,800 \times 28,320}} = 5.23 \text{ sec}$$

となる。また、臨界減衰係数が

$$C_{cr} = 2 \sqrt{\frac{192,000 \times 10^3}{9,800} \times 28,320} = 47,110 \text{ Nsec/mm}$$

なので、免震層の目標減衰定数を $h_{target}=40\%$ とすると、減衰係数は

$$C = 0.4 \times 47,110 = 188,844 \text{ Nsec/mm}$$

が得られる。これを 1 方向に 8 台のオイルダンパーで負担するとオイルダンパー 1 台当たりの初期減衰係数は

$$C_1 = 188,844 / 8 = 23,605 \text{ Nsec/mm} = 23.6 \text{ kNsec/m}$$

となる。これは一般にリリーフ型 1000kN オイルダンパーと呼ばれるもので、速度－減衰力関係を図 4.2.7 に示す。

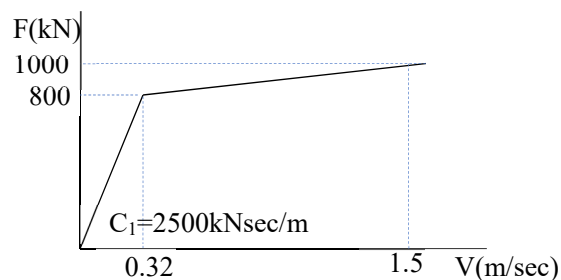


図 4.2.7 速度－減衰力関係

4.2.3 提案モデル A の地震荷重に対する構造安全性の検証

ここでは時刻歴応答解析による地震動時の構造安全性について検証を行う。

まず、2)で設定した構造部材を用いて静的応力解析を行い、その結果から時刻歴応答解析モデルを作成する。作成した時刻歴応答解析モデルの諸元を図 4.2.8 および表 4.2.3 に与える。時刻歴応答解析モデルには 11 質点の等価せん断型モデルを採用した。各階の構造減衰には免震層を固定としたときの 1 次固有振動数に対して $h=2\%$ を与えた。

表 4.2.3 時刻歴応答解析モデルの諸元

階 (層)	m_i (kN)	k_i, K (kN/m)	C (kNsec/m)
12 (11)	64,000	10,255,515	
11 (10)	64,000	8,029,803	
免震層	64,000	28,680	20,000
9 (8)	1,600	4,219,633	
8 (7)	1,600	14,569,593	
7 (6)	1,600	9,012,648	
6 (5)	1,600	6,608,920	
5 (4)	1,600	6,758,387	
4 (3)	1,600	8,034,003	
3 (2)	1,600	9,790,016	
2 (1)	1,600	12,387,098	

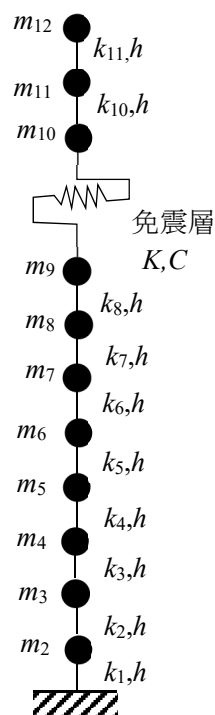


図 4.2.8 時刻歴応答解析モデル

この時刻歴応答解析モデルを用いて固有値解析を行った結果を図 4.2.9 に示す。1 次固有周期は 5.305 秒であり、上部構造を 1 質点系モデルとしたときの固有周期とほぼ同じであるため、上部構造および下部構造が十分に剛で、免震層のスウェイモードになっていることが確認された。

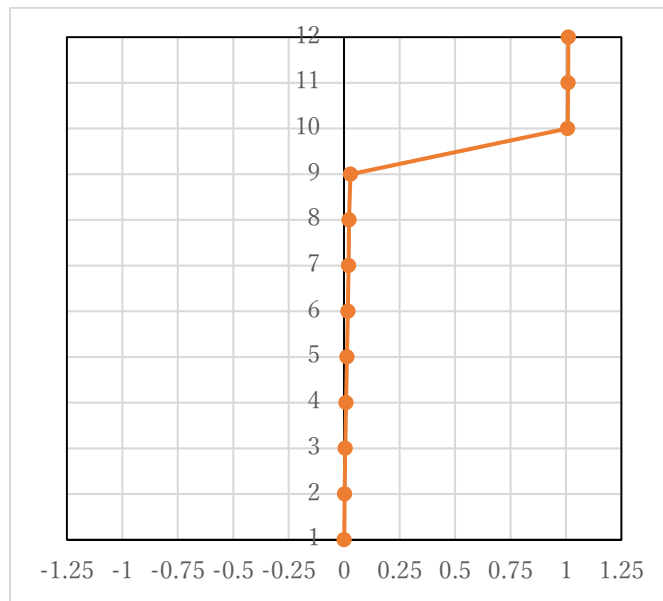


図 4.2.9 1 次固有モード形状

次に、時刻歴応答解析で用いる地震動について概説する。平成 12 年国交省告示第 1461 号に基づき作成された「告示波」を使用する。地震動の強さは「極めて稀に発生する地震動レベル」であり、位相特性はランダムとした。その時刻歴波形を図 4.2.10 に示す。建設地は開放工学的基盤であると仮定し、表層地盤の増幅はないものとした。また、応答スペクトルを図 4.2.11 に示す。

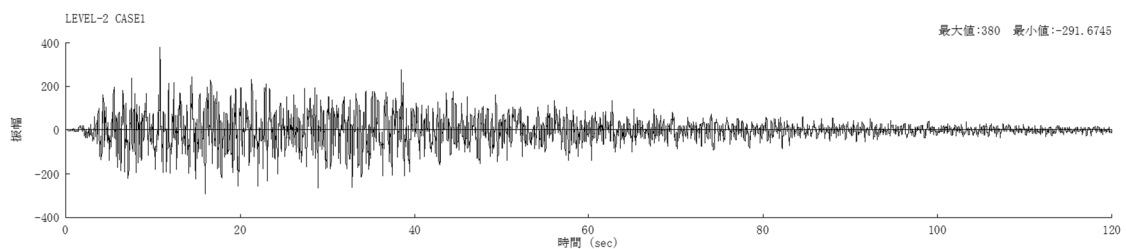


図 4.2.10 告示波（ランダム位相）の時刻歴波形

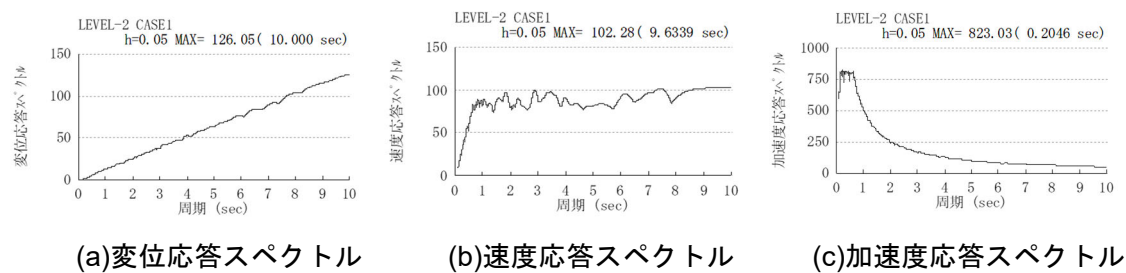


図 4.2.11 応答スペクトル

最後に時刻歴応答解析結果について説明する。免震層の最大応答変位は 268mm であった。 $\phi 1100$ の積層ゴム支承のゴム総厚は 222mm なので、せん断ひずみでは 120.7% となる。これは、天然ゴム系積層ゴムの安定限界変形の 250% 以下であり、積層ゴム支承が健全な状態で働くことが確認された。また、オイルダンパーの最大速度は 0.667m/sec であり、これも適用範囲内であることが確認できた。一方、下部構造の応答ベースシアは

$$Q_B=57,063\text{kN}$$

であり、ベースシア係数に換算すると

$$C_B=57,063\text{kN}/320,000\text{kN}=0.178$$

となる。比較のため、免震層を剛にして時刻歴応答解析を行うとベースシアは $Q_B=207,070\text{kN}$ であり、ベースシア係数に換算すると $C_B=0.647$ となった。このことより免震装置で支持された上部構造が TMD の役割を果たし、下部構造の応答を低減させる効果があることが確認された。ベースシア係数が 0.178 であるということは、「極めて稀に発生する地震動」レベルの大地震に対しても設計用ベースシア係数を 0.2 とした弾性設計を行うことで大地震動後に主要構造体が損傷することなく継続使用が可能であるといえる。また、外殻構造を適用した建物を大地震動にも耐えられるように弾性設計を行うためには、設計用ベースシア係数が 0.65 以上も必要となり、相当な鋼材量が必要となる。この点から、外殻構造にとって免震構造の有効性が証明された。

4.3 提案モデル B ～超々高層建築物～

4.3.1 計画概要

日本における最高高さを有する超高層建築物は「あべのハルカス」であり、その高さは 300m である（写真 4.3.1）。「あべのハルカス」は複数の直方体を積み上げたような形態をしており、「チューブ構造」ではなく「ラーメン（フレーム）＋ブレース構造」の延長線上にある。この形式の場合は、建物の安定性のためにある程度の大きさのフットプリントが必要となる。一方、海外では、アスペクト比が 15 という超スレンダーな超高層ビルが 2015 年に NY に完成し、話題になった。「432 Park Avenue」（設計：ラファエル・ヴィニオリ、構造：WSP）である（写真 4.3.2）。「432 Park Avenue」は最高高さが約 426m で建物幅が約 28m の超高層マンションである。構造材は鉄筋コンクリート造であり、外周部のフレーム構造とコアの連層壁からできている。この建築物を日本で同様に建設することは相当な困難を伴う。上述のように、頻発する地震動に対して RC 造はひび割れを重ね、次第に水平剛性が低下していく。最終的に崩壊系の形成が難しくなる。そこで、日本に建設する場合に「外殻構造」を用いることで、このような高アスペクト比を持つ超々高層ビルの実現性を検討する。ここでは、その名称を「提案モデル B」と呼ぶことにする。提案モデル B では、外殻構造を適用した一つの形態としてアスペクト比 15 のスレンダーなビルとした。



写真 4.3.1 あべのハルカス
(撮影：Jo*)



写真 4.3.2 432 Park Avenue (撮影：Epistola8**)

* https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Abeno_Harukas_construction_site_20130503-003.jpg

** https://commons.wikimedia.org/wiki/File:432_Park_Avenue,_NY.jpg?uselang=ja

1) 建物概要

以下に提案モデル B の建物概要を示す。

建設地は東京都区内とし，建物用途は事務所または住宅を想定する．基準階高さを 4.5m（1 階は 9m）とし，地上 89 階で建物高さを 405m と設定した．このとき，基準階平面形状を 27m×27m とすることで，アスペクト比 15 の超スレンダーなビルとした．地下は地下 5 階，階高 5m と設定し，基礎に 5m 厚のマットスラブを設定し，基礎底レベルを GL-30m とした．

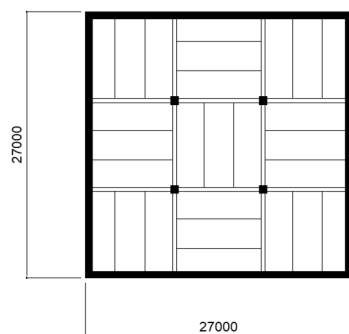
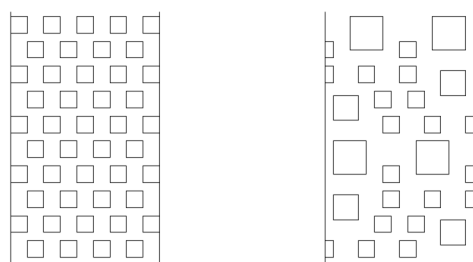


図 4.3.1 基準階伏図

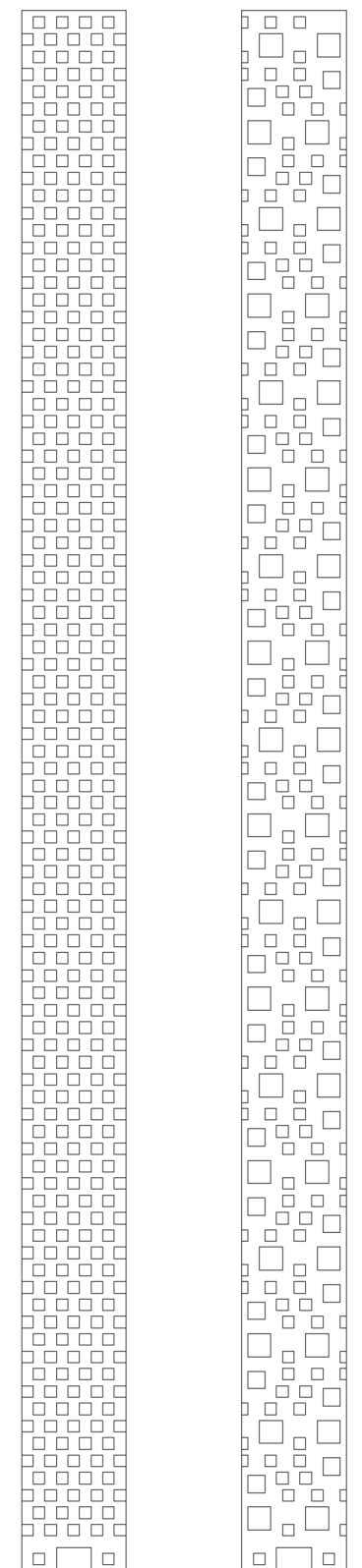


(a)均質パターン (b)ランダムパターン

図 4.3.3 ファサードの拡大図



図 4.3.5 エントランスまわり



(a)均質モデル (b)ランダム・モデル
図 4.3.2 ファサード・パターン

2) ファサードデザイン

提案モデル B は、構造体に鋼板コンクリート構造を採用しているため、「MIKIMOTO Ginza2」のように比較的、開口部のデザインに自由度がある。一方で、壁体が自重を支える構造体であるため、純ラーメン構造のようにガラス・カーテンウォールをまとうことはできない。そのため提案モデル B ではファサードにおける開口率を平均 50%として設計することとした。ファサードデザインのパターンを図 4.3.2, 図 4.3.3 に示す。(a)は 3m×3m の窓開口を 1 層 1 面に 4 つ又は 5 つ配置した。(b)は 3m×3m, 4.5m×4.5m, 6m×6m の 3 種類の窓開口を設定し、10 層の中でランダムに配置したものである。

3) エントランスまわりのデザイン（フットプリント・デザイン）

都市部の建設地を提案モデル A と同様の 120m×220m の 1 街区と設定すると、1 階が 27m×27m なので図 4.3.4 のように、周囲の公開空地が十分に緑地として活用される。都市部に樹木を植え、緑豊かな都市空間を創出することにも寄与することになる。

建物については 1 階は建物のエントランスの機能があるため、階高を 2 層分の 9.0m とし、エントランス開口のために 9m の間口を広げた。（図 4.3.5）

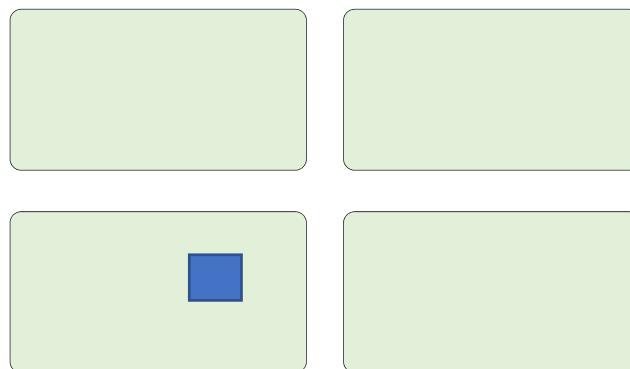


図 4.3.4 街区の中の建物環境

4) 構造概要

提案モデル B の外殻構造には「（ハーフ）鋼板コンクリート構造壁」（図 4.3.6）を用い、チューブ構造を形成する。前述のように、高さ 400m クラスの超高層ビルを「コンクリート・コア壁＋アウトリガーフレーム」等で設計するのは、地震国の日本ではひび割れや崩壊系形成が困難になる。そこで「鋼板コンクリート構造」を採用することで、平面形状に曲線を用いたり、開口の大きさや位置も自由になる。（ハーフ）鋼板コンクリート構造壁の「ハーフ」の意味は鋼板を壁の片面に配置し、反対面はコンクリートの表面を表しているためである。

具体的な構成は

鋼板厚：75mm（590N 級鋼材）

コンクリート厚 600mm（Fc90）

として、合計の壁厚を 675mm とした。

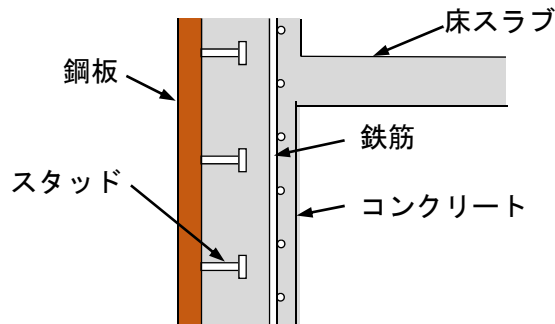


図 4.3.6 （ハーフ）鋼板コンクリート構造壁の構成

「MIKIMOTO Ginza2」の経験をもとに（ハーフ）鋼板コンクリート構造壁は以下のような有利性がある。

- ・事前に工場でのユニットの製作が不要となる。鋼板にエレクトロニクスピースと建方用の芯材を取り付けるだけでよい。
- ・鋼板を外部側、コンクリートを内部側に配置するため、床スラブのコンクリートと壁のコンクリートの一体化が図れる。これにより、3 章で提唱した外殻構造の成立条件の一つである「床面内のせん断力の確実な伝達」が可能となる。
- ・施工面でも、鋼板製作、鋼板建方・溶接、配筋作業、型枠工事、コンクリート打設といった作業の分散化が図れるため、工事工程上のクリティカルポイントが少ない。

また、内部のフレームは鉄骨造とする。柱には四面溶接組立による角型鋼管の□-800×800×80（590N 級鋼材）を採用し、鉛直荷重のみを支持する。

更に、屋上に付加質量型の制振装置（ATMD）を設置して、地震動および強風時の横揺れを低減するとともに設計用水平力の低減も図る。

4.3.2 構造計画

ここでは、提案モデル B の構造計画について、構造計算を交えて述べていく。

1) 方針

- ・主要構造体である鋼板コンクリート構造壁の内、鉛直荷重に対してはコンクリート部分が、水平力（地震荷重，風荷重）に対しては鋼板部分が負担する．中柱も鉛直荷重のみを負担する．
- ・外壁の開口率は平均 50%とする．

2) 構造概要

鋼板コンクリート壁

鋼板部分 : $t=75\text{mm}$, 590N 級鋼材 ($F=440\text{N/mm}^2$)

コンクリート部分 : $t=600\text{mm}$, F_c90

配筋 縦筋 : D25-@100, 横筋 : D19-@200

中柱 □-800×800×80, SN490B ($F=325\text{N/mm}^2$)

3) 設計用重量

鋼板コンクリート壁（鋼板） $78.5 \times 0.075 = 5.9\text{kN/m}^2$

（コンクリート） $24 \times 0.6 = 14.4\text{kN/m}^2$

（合計） $20.3\text{kN} \rightarrow \boxed{21\text{kN/m}^2}$

床面積あたりの重量に換算する．ただし，開口率 50%を考慮し，

1 層の階高を 4.5m とすると，

$$21 \times 4.5 \times 27 \times 4 \times 0.5 / (27 \times 27) = 7\text{kN/m}^2$$

となる．

床	積載荷重	1800	N/m ²
	仕上げ	500	N/m ²
	床スラブ (t=150mm)	3600	N/m ²
	デッキプレート	200	N/m ²
	小梁	300	N/m ²
	ダクト	200	N/m ²
	天井	200	N/m ²
	合計	6800	N/m ² $\rightarrow \boxed{7\text{kN/m}^2}$

4) 鉛直荷重に対する検証

① 鋼板コンクリート構造壁のコンクリート部分 (t=600mm)

単位面積当たりの床荷重	7kN/m ²
支配床面積	4.5m×9m=40.5m ²
階数	89 階
床荷重の合計	7×40.5×89=25,232kN
単位面積当たりの壁重量	21kN/m ²
支配面積 (開口率 50%)	9m×405m×0.5=1,823m ²
床荷重の合計	21×1,823=38,283kN
1 階壁の負担する重量	25,232kN+38,283kN=63,515kN
コンクリート断面積	9000mm×600mm×0.5=2.7×10 ⁶ mm ²
コンクリートの圧縮応力	$\sigma_c=(63,515 \times 10^3)/(2.7 \times 10^6)=23.5\text{N/mm}^2$
コンクリート (Fc90) の長期許容圧縮応力度	$f_c=90/3=30\text{N/mm}^2$
検定値	$\sigma_c/f_c=23.5/30=0.78 < 1.0$ OK

鉄筋量については柱の主筋の最小鉄筋量 0.8%を満たすように縦筋を D25-@100 (SD345) , 耐震壁の必要配筋量 0.4%を満たすように横筋を D19-@200 (SD345) とした.

② 中柱 (□-800×800×80, 590N 級鋼材, F=440N/mm²)

単位面積当たりの床荷重	8kN/m ² (柱自重 1kN/m ² を考慮)
支配床面積	9m×9m=81m ²
階数	89 階
1 階柱軸力	N=8×81×89=57,672kN
座屈長さ	$l_c=9000\text{mm}$
断面 2 次半径	$i=296\text{mm}$
細長比	$\lambda=9000/296=30.4$
長期許容圧縮応力度	$f_c=265\text{N/mm}^2$
断面積	230,400mm ²
コンクリートの圧縮応力	$\sigma_c=(57,672 \times 10^3)/230,400=250\text{N/mm}^2$
検定値	$\sigma_c/f_c=250/265=0.94 < 1.0$ OK

5) 地震時の構造安全性の検証

① 固有周期

ここでは複合構造としての鋼板コンクリート構造の固有値を検証する。まず、鋼板コンクリート構造壁を等価な鋼板に置換する。鋼板のヤング係数は $E_s=2.05 \times 10^5$ (N/mm²) である。一方、高強度コンクリート F_c90 のヤング係数は ACI363 委員会レポートに基づいて次式で評価する。

$$E_c = (10600\sqrt{F_c} + 70300) \times \left(\frac{\gamma}{2.436} \right)^{1.5} \times \frac{9.8}{100} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{ただし, } \gamma=2.4 \text{ (t/cm}^2\text{)}, F_c=900 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

この式より、 $E_c=3.72 \times 10^4$ (N/mm²) を得る。従って、鋼板コンクリート構造壁の等価な鋼板厚は

$$t_{eq} = t_s + \frac{E_c}{E_s} t_c = 75 + \frac{3.72 \times 10^4}{2.05 \times 10^5} \times 600 = 184 \text{ (mm)}$$

となる。また、単位面積当たりの地震時床荷重が 15 (kN/m²) であることより、建物重量は $W=15 \times 27 \times 27 \times 89=9.73 \times 10^5$ (kN) である。

これらの数値を用いて固有値解析を行うと、以下の結果を得た。なお、固有値解析には Midas iGen (Ver.851) を用いた。

1 次固有周期 $T_1=9.69\text{sec}$ (並進 1 次モード)

2 次固有周期 $T_2=1.69\text{sec}$ (並進 2 次モード)

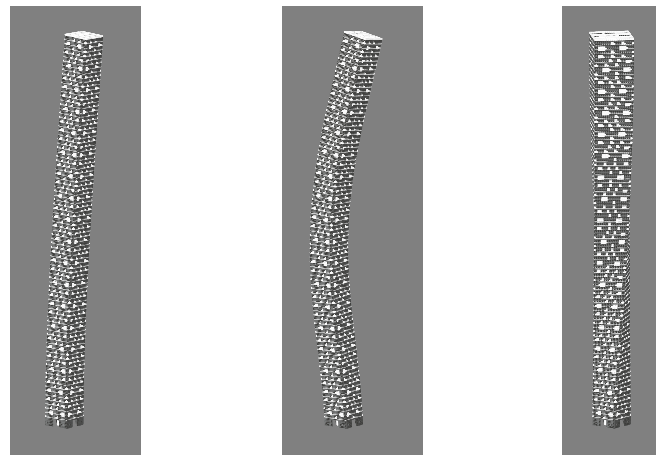
3 次固有周期 $T_3=1.03\text{sec}$ (ねじれ 1 次モード)

この結果は、超高層建築物の固有周期の略算式である

$$T=0.1N \text{ (sec)}$$

ただし、 N は階数

より得られる $T=8.9$ 秒にほぼ近い値となっている。また、1 次から 3 次までのモード形状を図 4.3.7 に示す。



(a) 1st Mode

(b) 2nd Mode

(c) 3rd Mode

図 4.3.7 固有モード形状

② 時刻歴応答解析

固有値解析に用いたモデルを「曲げせん断棒モデル」に置換して時刻歴応答解析を行った。入力地震動は「提案モデル A」に用いた「告示波」である。地震動の強さは「極めて稀に発生する地震動レベル」であり、位相特性はランダムとした。建設地は開放工学的基盤であると仮定し、表層地盤の増幅はないものとした。

解析結果として、図 4.3.8 に応答せん断力、図 4.3.9 に応答転倒モーメント、図 4.3.10 に層間変形角（全体）、図 4.3.11 に層間変形角（せん断変形のみ）を示す。

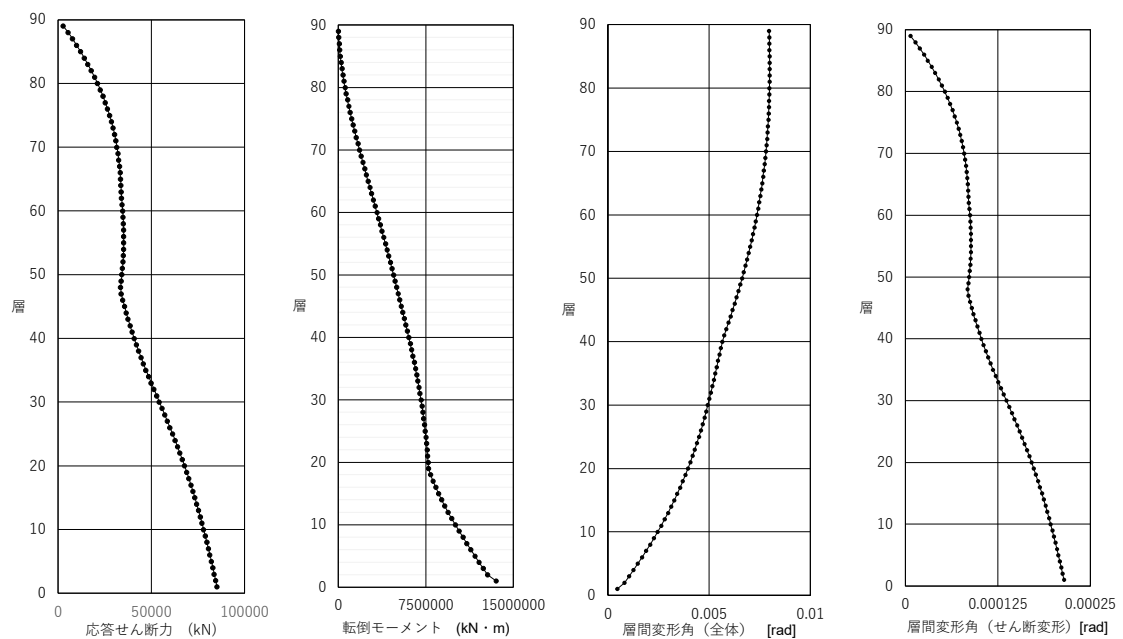


図 4.3.8 応答せん断力 図 4.3.9 応答転倒モーメント 図 4.3.10 層間変形角（全体） 図 4.3.11 層間変形角（せん断変形のみ）

最大応答せん断力は $Q_B=8.52 \times 10^4$ kN であり、

$$\text{建物重量 } W=15 \times 27 \times 27 \times 89=9.73 \times 10^5 \text{ kN}$$

に対するベースシア係数に換算すると $C_B=0.088$ となる。一方、最大転倒モーメントは $M_T=1.35 \times 10^7$ kNm であり、地震力の鉛直方向の分布を Ai 分布と仮定した時の静的最大転倒モーメントが生じるベースシア係数に換算すると $C_B=0.048$ に相当する。よって、高次モードによる転倒モードの低減率が 55%であった。

また、層間変形に関しては、全体変形の最大層間変形角が約 1/125 であるが、せん断変形成分のみに着目すれば建物の上層部で 1/10,000 以下となり、この建物の全体変形が曲げ変形に支配されていることが分かる。従って、構造安全性には十分な値であることを確認した。

③ 鋼板コンクリート構造壁の鋼板部分 ($t=75\text{mm}$)

時刻歴応答解析結果を用いて、鋼板コンクリート構造壁の鋼板部分の構造安全性を検証する。

$$\text{ベースシア} \quad Q_B=8.52 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\text{転倒モーメント (OTM)} \quad M_T=1.35 \times 10^7 \text{ kNm}$$

$$\text{鋼板の断面係数 (開口率 50\%)} \quad Z=7.23 \times 10^{10} \times 0.5=3.615 \times 10^{10} \text{ mm}^3$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b=(1.35 \times 10^{13})/(3.615 \times 10^{10})=373 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容曲げ応力度} \quad f_b=440 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げに関する検定値} \quad \sigma_b/f_b=373/440=0.85 < 1.0 \quad \text{OK}$$

次にせん断力に対する検定を行う。

せん断力は地震動の入力方向に対して側面の鋼板が負担する。

$$\text{有効せん断断面積 (開口率 50\%)} \quad A_s=2 \times 75 \times 27,000 \times 0.5=2.025 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{設計せん断応力度} \quad \tau=8.52 \times 10^7/2.025 \times 10^6=42.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容せん断応力度} \quad f_s=440/\sqrt{3}=254 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断に関する検定値} \quad \tau/f_s=42.1/254=0.17 < 1.0 \quad \text{OK}$$

4.3.3 施工性の提案

1) 地下工事へのメリット

鋼板コンクリート構造壁を外壁に採用すると施工性についてもメリットが生まれる。地下工事を行う際に山留が必要になる。提案モデル B における地下構造の概要は以下のとおりである。

- ・地下 5 階（階高 5.0m）＋マットスラブ（ $t=5\text{m}$ ）
- ・基礎底レベル：GL－30m

地下 30m の掘削工事を行う際に、山留に SMW 工法を採用した場合、地盤条件にもよるが芯材の H 形鋼は GL-40m 以上の深さまで建入れる必要がある。鋼板コンクリート構造壁の鋼板を山留壁の芯材の H 型鋼に溶接して建てていくことを提案する（図 4.3.12）。

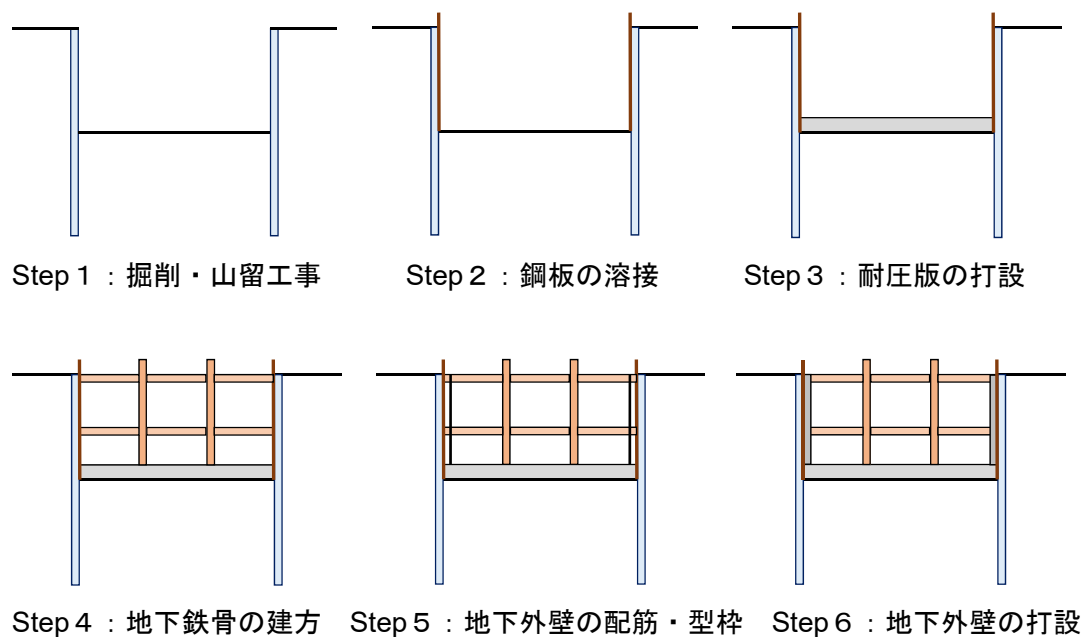


図 4.3.12 山留壁と地下躯体の施工手順

この工法のメリットは以下の 2 点にある。

- ・止水性の高い山留の SMW に加え、鋼板が外防水の役割を果たし、建物内部への地下水の侵入を防止する。この時、H 形鋼（芯材）と鋼板の溶接の水密性が重要となる。水密性の検査として「バキューム試験」を行うこととする。

- ・建物完成後に鋼板は H 形鋼と一体になることによって、地震時に建物に生じた引張り力（浮上がり力）は地上部の鋼板から地下部の鋼板へスムーズに伝達し、地下部の鋼板から H 形鋼（芯材）へ流れることによって、H 形鋼（芯材）を引抜き抵抗杭として利用することが可能になる（図 4.3.13）。

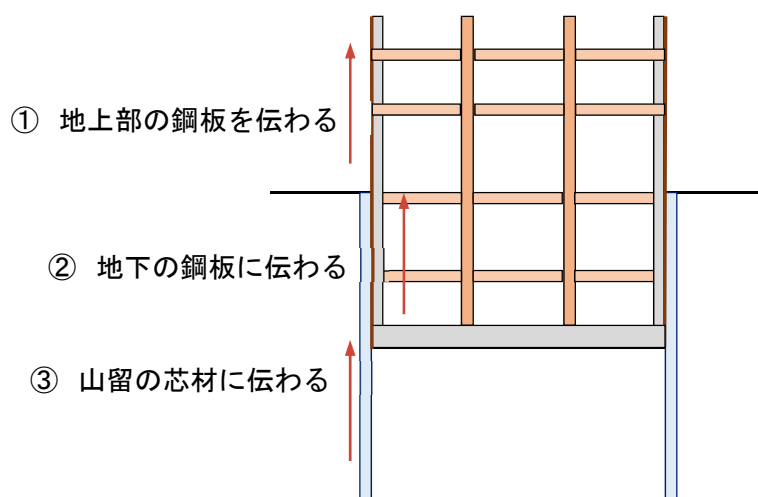


図 4.3.13 地震時の引張り力の流れ

2) ハーフ鋼板コンクリート構造の施工性

「MIKIMOTO Ginza 2」で採用した充填型の（フル）鋼板コンクリート構造壁は、建方前に鉄骨工場で鋼板ユニットを製作して、工事現場でコンクリートを充填していくという施工方法であった。そのため、現場溶接の作業が外側からのみとなり、品質管理に大変気を使いものであった。それに対し、提案モデル B ではハーフ鋼板コンクリート構造壁を提案した。これは鋼板を外部側のみとし、内側は鉄筋コンクリート構造したものである。施工手順は次の通りである。

- ① 鋼板を地組ヤードで吊上げ可能な大きさまで、溶接にて組み立てる。
- ② 先行して建方してある内部フレーム鉄骨をガイドに建入れ調整を行う。
- ③ 建入れ調整後、外壁鋼板に現場溶接を行う。
- ④ 次節の内部フレーム鉄骨の建方を行う。
- ⑤ 本節の外壁の配筋作業を行い、型枠工事、コンクリート打設を行う。

この手順を繰り返すことによって、鋼板コンクリート構造壁を構築していく。

この工事におけるメリットは以下の点である。

- ・外壁鋼板を単体（1 枚）で溶接するため，品質管理が行いやすい．K 型開先を採用し，両面から溶接を行うので溶接ひずみを抑え，溶接欠陥も未然に防ぐ，さらにエレクションピースをストロングバックに使いながら溶接ひずみを抑える効果がある．（図 4.3.14）

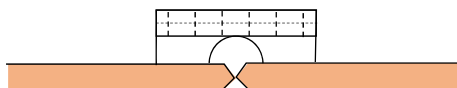


図 4.3.14 鋼板の K 型開先とストロングバック

- ・厚板と内部フレーム鉄骨で建方を先行していくため，コンクリート工事を追いかけるながら行うという合理性がある．

以上より，提案モデル B において「ハーフ鋼板コンクリート構造壁」を提案したメリットを施工性の観点より述べた．

4.3.4 耐風設計への考察

日本は地震国であると同時に台風国でもある。超高層建築物を設計する際には耐風設計も重要なファクターである。現在の日本の耐風設計クライテリアは建築基準法において以下のようにになっている。

- ・（再現期間 50 年相当の）風圧力に対して構造耐力上主要な部分に損傷を生じないこと。
- ・（再現期間 500 年相当の）風圧力に対して建築物が倒壊・崩壊等しないこと。

日本では設計用地震荷重が大きく設定されているため、再現期間 500 年相当の風圧力が地震荷重を上回することはほとんどなかった。唯一のケースが、1993 年に竣工した横浜ランドマークタワー（高さ 296.33m）である。それ以外の建物では再現期間 500 年相当の風圧力に対して弾性的挙動を確認することで済んでいる。そこで高さ 405m の提案モデル B について、耐風設計の見地から考察を加える。

1) 設計用風荷重

日本建築学会「建築物荷重指針・同解説 2015」（以下、荷重指針）に基づいて、設計用風荷重を算定する。詳細は同指針を参照のこと。

計算条件	建設地の粗度区分	Ⅲ
	基本風速（再現期間 100 年）	$U_0=36\text{m/s}$
	再現期間 500 年風速	$U_{500}=40\text{m/s}$
	設計用再現期間	500 年
	風向係数，季節係数は考慮しない	
	建物形状および建物重量は前出の通り	
	振動モード：ロッキングモード	
	減衰定数：10%	

この条件より、設計用風荷重を算定し、ベースシアおよびベースシア係数を求めると次のようになる。なお、再現期間 500 年に対する風荷重なので、屋上に設置した制振装置（ATMD：Active Tuned Mass Damper）が作動して、等価減衰定数 10%が投入されているものと仮定している。

風方向	$Q_B=52,569\text{kN}$, $C_B=0.054$
風直角方向	$Q_B=29,738\text{kN}$, $C_B=0.031$

この結果は前述の地震荷重の $C_B=0.05$ を 1 割程度上回っているが、鋼板コンクリート構造壁のせん断耐力にとっては余裕度の範囲である。

一方、転倒モーメントは、

風方向 $M_T=1.14 \times 10^7 \text{kNm}$

風直角方向 $M_T=7.94 \times 10^6 \text{kNm}$

であり、地震荷重時の $1.42 \times 10^7 \text{kNm}$ を下回っている。これは地震荷重の算定時に用いている鉛直方向の分布として Ai 分布を採用しているためである。Ai 分布は高次の振動モードの影響も含めて頂部方向に荷重を増やしており、結果として転倒モーメントが大きくなる傾向にある。また、建物の 1 次振動モードをロッキングモードに仮定していることも風荷重時の転倒モーメントを小さくしている要因の一つである。提案モデル B は各階の平面形状が同じであり、前述の建物の変形成分でも曲げ変形成分が支配的な建物である。この点を考慮して設計用転倒モーメントを算出するには、曲げモードを再現できる多ブロックモデルによる風洞実験や数値流体解析等を用いて、風荷重を評価する必要がある。

2) 居住性能への配慮 ～鋼板構造の更なる可能性～

超高層建築物においては毎年発生する台風や季節風によって生じる水平振動による居住性能が問題になる。提案モデル B のような正方形平面形状を有する超高層建物は一般的に風揺れに対しては不利である。平面形状が正方形の場合、建物背後（風下側）に渦励振が発生し、風直交方向に振動が励起することになる。この風直交方向の応答加速度を低減するためには、制振装置の効果を高めて等価減衰定数を増大させるという方法もあるが、付加減衰にも頭打ちがある。それ以上に効果があるのは平面形状を変形させることである。特に隅角部を丸めることで、カルマン渦の発生を低減させて、渦励振を制御する方法がある。そこで、隅角部を丸めた形状の例を図 4.3.15、図 4.3.16 に示す。鋼板コンクリート構造はこのような形態の建物にも適している。外部鋼板を形状の合わせて曲面加工を行い、建方を行っていく。自由曲面の平面形にも適用可能となる。ただし、このような平面形状を有する超高層建築ビルの風荷重評価には風洞実験あるいは数値流体解析を行い、詳細に決定していくプロセスが必要となる。

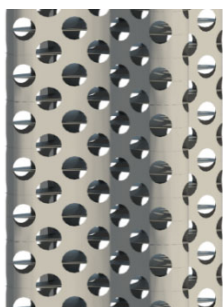


図 4.3.15 部分パース (CG)

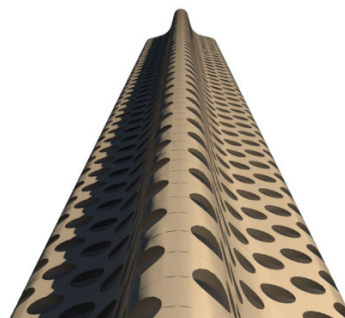


図 4.3.16 図 CG パース (単体見上げ)

4.4 まとめ

本章では、3章で提示した「外殻構造」の構造設計手法を展開した時に、「建築物にどのような可能性を与えることができるか」について、都市型中層建築物と超々高層建築物の2つの提案モデルを提示し、考察を加えた。都市型中層建物に対しては、提案モデルAとしてロの字型建物を中間階免震構造で地上から浮かせる構造形式を提示するとともに、都市空間での在り方、外殻構造に免震構造を組み合わせることの有効性について検証した。さらに、超々高層建築物に対しては、「鋼板コンクリート構造」を用いた高さ405m、アスペクト比15の提案モデルBを提示し、実現可能性と耐風設計上の課題を示した。提案モデルBが東京の風景に融合した風景を示し、この「外殻構造」が都市の中で成長していく将来を思い描きたい。



図 4.4.1 提案モデル B (CG パース)

第 5 章

結 論

建築設計において建築計画および建築デザインを決定する要素は様々あるが、構造計画や設備計画も重要な位置を占めている。特に構造計画は建築物の耐震安全性を確保するだけでなく、建築デザインや空間の使用性にも密接に関係する。例えば、国立代々木競技場のように構造形態が建築の形態となって人々に深い感銘を与える建築や、事務所ビルの執務空間をロングスパンの無柱空間にして建築的フレキシビリティの高い建築など、建築計画と構造計画が融合した事例は数多くある。

また、近年においては「構造デザイン」という言葉もよく耳にする。古くは「構造表現主義」とも言われ、前述の国立代々木競技場もその一つである。1970年代から1980年代においては、ノーマン・フォスターの香港上海銀行やレンゾ・ピアノのポンピドー・センターに代表される「ハイテック建築」も構造デザインの先駆けであると考えられる。現在ではコンピュータ技術の目覚ましい発展により、3Dモデルリングを用いて従来では描けなかったような複雑な建築形態も、構造解析を行い、構造設計ができるようになった。このような建築も「構造デザイン」と呼ばれ、今や「建築デザイン」と「構造デザイン」が一体となって建築設計が行われている。

本論文の研究対象の「外殻構造システム」も「構造デザイン」を伴って、近年、多くの建築物に取り入れられている。ただし、本論文で取扱う「外殻構造」はドーム建築のような「シェル構造」ではなく、以下のような構造システムのことをいう。

地震荷重や風荷重などの水平荷重に抵抗する構造形式の一つであり、特に水平力抵抗要素（柱、ブレース、耐震壁等）を外周部に配置し、内部は鉛直荷重を支持することに特化した柱のみを配置して、建築計画の内部空間の設計自由度を高めた構造システム

本論文では、この構造システムを様々な用途の建築物に建築物に適用させた場合の有用性や適用性について研究を行った成果をまとめ、今後の建築計画の領域が広がり、建築設計の一助となることを目的としている。そのため、本論文では第1章において、山本学治の思想を発掘することから始めた。1950年から1970年代にかけて活躍した山本学治は近代建築史家であり、とりわけ技術史、技術論についての著述が多い。本論文で特に重要であると考えるのは「デザインと構造の総合」であり「普遍的独創性」であると述べた。これに対する結論は本章の最後に示す。続いて、日本における耐震技術の変遷を歴史地震の側面から概説した。免震構造・制振構造へと発展していく過程を述べ、その流れの中で現在の「損傷制御設計」へ至ったとまとめ、「外殻構造」が損傷制御設計の一つの構造スタイルであると提示した。

続く第2章においては「外殻構造のバリエーションと設計事例」を示した。筆者が構造設計を担当した事例を含めて9つの国内事例を紹介し、それらを第1章で提示した「耐震構造」「免震構造」「制振構造」の大分類にわけた。耐震構造は「南江堂第2ビル」,「MIKIMOTO Ginza2」の2例。免震構造は「プラダブティック青山店」,「ソニーシティ」,「ダイヤゲート池袋」,「高崎市総合保健センター・高崎市立中央図書館」,「川崎生命科学・環境研究センター」の5例。制振構造は「SANKYO 新東京本社ビル」,「銀座寿一会ビル」である。地震国である日本において外殻構造システムを有する建築物を耐震構造で設計することは構造技術的には困難が多く、小中規模に限定されるか,「MIKIMOTO Ginza2」で採用した「鋼板コンクリート構造」のような新技術を導入する必要性を述べた。外周部に地震力を集約する外殻構造システムは免震構造への適用性が高い。その結果として,ファサード・デザインの多様性にもつながっている。「プラダブティック青山店」,「ソニーシティ」,「ダイヤゲート池袋」は「斜め格子フレーム」のメッシュ・デザインであり,「高崎市総合保健センター・高崎市立中央図書館」は「フィーレンディール・トラス」をそのままファサード・デザインに取り込んでいる。「川崎生命科学・環境研究センター」では「メガトラス架構」で構造体を形成しながらも,ファサードでは架構を表さないストイックなデザインに終始している。制振構造への外殻構造システムの適用性は難しく,「SANKYO 新東京本社ビル」ではメッシュ状の架構の曲げ変形を利用してメッシュの中央部分の軸降伏により地震動の入力エネルギーを吸収させている。「銀座寿一会ビル」では「集中制振構造(ソフト・ファースト・ストーリー制振)」を採用することで,上部構造のファサード・デザインに独自性を与えていることを示した。これらの分類の下に,免震・制振技術の発展により,主架構を構成する部材と地震動エネルギー吸収部材(損傷部材)を分ける「損傷制御設計」が可能になり,「外殻構造」を飛躍的に急増させていると分析した。また,デザインとの関係でいえば,「メッシュ状」の建築デザインだけでなく,様々な用途の建築物に対して,多様な架構システムと建築デザインを適用させることが可能であることを示した。

一方,超高層建築物に対しては,海外におけるメッシュ状架構によるチューブ構造の事例を紹介し,この形態の超高層建築物を日本において設計・建設する際の留意点を示した。

第3章「外殻構造システムの設計手法」では,将来の建築物に「外殻構造」がどのように適用できるかについて,第2章で紹介した事例を比較し,適用範囲について分析を行った。構造材料も鉄骨に限らず鉄筋コンクリートや複合構造(SC)などの構造材料も適用できることを示した。建物用途でも商業ビル,事務所ビル,研究所,図書館,複合施設など,特に適用不可な用途はないことを示した。特に外殻構造の構造設計上の重要な点は,床スラブから外殻フレームへの地震荷重の伝達機構であり,中低層建築物に対して建物幅が100m以内

が適用範囲であることを示した。更に中低層建築物のコンセプトモデルとして、90m×90mの正方形建築物と直径90mの円形建築物を示すとともに、適用範囲と適用上の留意点をまとめた。特に平面形状の正方形に近い方が望ましいことと、規模が大きくなるほど、免震・制振構造を適用すべきであるとまとめた。

第3章までの論点を踏まえて、建築設計において「外殻構造システム」を適用した場合の将来的可能性について、第4章では2つの試案を基に考察を加えた。一つは「提案モデルA」として、平面形状が100m×100m、建物高さ60mの中層建築物である。地上40m位置に免震層を設けて中間階免震構造とした。免震層より上部の架構は口の字型とし、下部構造は上部構造を4本のメガ柱で支える形式とした。免震構造を採用することで、日本における構造関係の技術的基準をみたとしつつ、都市計画における空中都市のように街区を跨りながらも建物の中央部に光や風をとり入れられるようなモデルが実現可能であることを示した。

「提案モデルA」で示した形態や、構造形式を平面的に増殖していくことで、新たな二層化した都市空間へと発展していくことも可能であると考えた。もう一つは「提案モデルB」として、建物高さ400m級の超々高層建築物である。かつての超高層建築物は人間の居住空間のための土地不足解消の手段であり、ある時は企業や国家の威信を示すためのシンボルであった。現代の日本はこのような状況になく、超高層ビルの需要も落ち着いている。このまま社会的需要がないとして、高さ300mまでの超高層ビルは現在の技術水準で十分に建設可能である。しかし、過去の技術的発展を振り返れば、常に新しい需要と密接な関係があった。新しいことへの挑戦が新技術の開発につながったのも事実である。東京をニューヨークに近づける意図ではないが、新たな需要として高さ400m、500mの超々高層ビルの必要性が高まったときのことを想定して「提案モデルB」を提示した。超々高層ビルが建ち並び、地表面に空地が増え、緑地化が進んだTOKYOの姿は、現在の東京はまた別のものになるであろう。「提案モデルB」が示していることはそれだけではない。近い将来に来るであろう巨大地震に対して、超々高層ビルは構造体に損傷を受けてはいけない。そのために、このモデルでは「(ハーフ)鋼板コンクリート構造壁」を外殻構造システムに適用した。一次固有周期が約10秒になり、建物は大きく揺れるが、巨大地震に対して鋼板が損傷を防ぐのである。ここにおいて、耐震構造でも超々高層ビルの建設の可能性を示したことの意義は大きい。近い将来、人々は耐震構造、免震構造、制振構造のいずれかの選択をしながら、ファサードデザインを楽しみ、内部空間の豊かな建築とともに生きることになる。そのような可能性を「外殻構造システム」の中に見出すことができる。

かつて、ネルヴィは「美的表現と力学と施工」の本質的な一致性を求めた。山本学治はネルヴィやマイヤールの作品に「デザインと構造の総合」した姿を見出し、彼らの作り上げた薄肉鉄筋コンクリート技術を「普遍的独創性」として認めた。しかし、ネルヴィやマイヤールの活躍した時代は20世紀前半である。山本学治没後の構造界は繰り返される地震被害の度に強く発展してきた。山本学治の生きた世界に免震構造や制振構造はない。山本学治が21世紀の技術に触れたときにどのような感想を抱くのであろうか。それを聞く術はないのだが、「普遍的創造」を「そこに潜在する新しい技術的必然性を発掘すること」^{第1章5)}としてとらえるならば、現代の新耐震構造・免震構造・制振構造を「普遍的創造」と言ってもよいと考える。この新たな「普遍的創造」の上に創り上げる「外殻構造」は「デザインと構造の総合」を実現する構造システムなのである。

「外殻構造システム」についての研究的課題は多々残されており、デザインとの総合についても様々な可能性がある。それでも、本論文の「外殻構造システム」が今後の更なる建築計画の領域を広げ、建築設計の一助となれば、研究の目的を達成したこととなるであろう。

研究業績書

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
	（本論文に関する主要受賞）
○作品	第 9 回 日本構造デザイン賞 （2014 年） 第 15 回 公共建築賞 優秀賞 （2016 年） 第 53 回 BCS（日本建設連合会）賞 （2012 年） 第 14 回 日本免震構造協会賞 普及賞 （2013 年） 対象作品：高崎市総合保健センター・高崎市立中央図書館
○作品	第 18 回 JSCA 賞 作品賞 （2007 年） 2007 年度 日本鋼構造協会業績賞 対象作品：MIKIMOTO Ginza2
作品	日本建築学会作品選集 2012 対象作品：南江堂第 2 ビル
作品	第 58 回 神奈川建築コンクール・優秀賞（一般建築部門） （2014 年） 対象作品：川崎生命科学・環境研究センター
作品	第 20 回 千葉県建築文化賞 （2013 年） 対象作品：千葉ロッテマリーンズ屋内練習場
	（本論文に関する研究）
論文	Seismic Response Control of a Soft First-Story Building, Journal of Disaster Research Vol.4, No.3, pp.239-245, 2009.6, Yasuhiro Hayabe, Yuichi Watanabe,
論文	Seismic Response Control of A Soft-First-Story Building, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Proceeding of WCEE, pp.123-128, 2008.10, Yasuhiro Hayabe, Yuichi Watanabe
論文	Response Control System with Soft First Story Structure, Behavior of Steel Structures in Seismic Areas - 5th International Conference, Proceeding of STESSA2006, pp.697-701, 2006.8, Yasuhiro Hayabe, Yuichi Watanabe,
講演	鋼板コンクリート構造壁の耐火性能：その 1 実験結果, 2005 年度日本建築学会大会（近畿）学術講演梗概集（防火）, pp.65-66, 2005.9, 馬場重彰, 道越真太郎, 小林裕, 成原弘之, 竹崎真一, 早部安弘, 細澤治, 渡邊祐一
講演	鋼板コンクリート構造壁の耐火性能：その 2 解析, 2005 年度日本建築学会大会（近畿）学術講演梗概集（防火）, pp.67-68, 2005.9, 道越真太郎, 小林裕, 早部安弘, 細澤治, 渡邊祐一
講演	ソフトファーストストーリー制振構造による応答制御, 2005 年度日本建築学会大会（近畿）学術講演梗概集（構造Ⅱ）, pp.1027-1028, 2005.9, 早部安弘, 渡邊祐一

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
講演	鋼板コンクリート構造壁の構造耐力試験：その 1 圧縮実験， 2005 年度日本建築学会大会（近畿）学術講演梗概集（構造Ⅲ），pp.1115-1116， 2005.9， 渡邊祐一，早部安弘，竹崎真一，成原弘之，道越真太郎，細澤治
講演	鋼板コンクリート構造壁の構造耐力試験：その 2 セン断実験， 2005 年度日本建築学会大会（近畿）学術講演梗概集（構造Ⅲ），pp.1117-1118， 2005.9， 竹崎真一，早部安弘，成原弘之，道越真太郎，渡邊祐一，細澤治 （その他の研究）
論文	国内建築分野におけるハイブリッド構造の建設事例， コンクリート工学 Vol.52, No.1， 2014.1， 早部安弘，島村高平，小室努
論文	弾塑性構造物の風応答性状ならびにその予測に関する研究：その 4 多質点系モデルへの展開， 日本建築学会構造系論文集 499 号，pp.39-45， 1997.9， 辻田修，早部安弘，丹羽秀聡，大熊武司，和田章
論文	弾塑性構造物の風応答性状ならびにその予測に関する研究：その 2 風方向振動の場合， 日本建築学会構造系論文集 485 号，pp.25-34， 1996.7， 辻田修，早部安弘，大熊武司，和田章
論文	弾塑性構造物の風応答性状ならびにその予測に関する研究：その 1 風直角方向振動の場合， 日本建築学会構造系論文集 481 号，pp.9-16， 1996.3， 辻田修，早部安弘，大熊武司，和田章
論文	The Wind-Induced Response Control by ATMD and Passive-Type Damper for A Tall and Slender Building, International Symposium on Network and Center-Based Research for Smart Structures Technologies and Earthquake Engineering, Proceedings pp.341-346， 2004.7 Yasuhiro Hayabe, Ichiro Nabashima, Ryota Maseki, Hiroshi Ochiai, Kenji Saito, Tetsushiro Inoue
論文	鋼材ダンパーの弾塑性風応答による累積疲労損傷度，第 16 回風工学シンポジウム， 第 16 回風工学シンポジウム論文集（2000），pp.513-518， 2000.11， 早部安弘，中尾文彦，辻田修
講演	コンクリート既製杭とケーブルを用いた電波塔の開発：その 3 ケーブル張力の経時変化， 2015 年度日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集（構造Ⅲ），pp.1285-1286， 2015.9， 一色裕二，欄木龍大，早部安弘，新居藍子，村瀬正樹，谷翼
講演	コンクリート既製杭とケーブルを用いた電波塔の開発：その 1 構造概要 2013 年度日本建築学会大会（北海道）学術講演梗概集（構造Ⅲ），pp.1617-1618， 2013.8， 村瀬正樹，早部安弘，一色裕二
講演	コンクリート既製杭とケーブルを用いた電波塔の開発：その 2 ケーブル張力の確認方法・経時 変化， 2013 年度日本建築学会大会（北海道）学術講演梗概集（構造Ⅲ），pp.1619-1620， 2013.8， 一色裕二，早部安弘，村瀬正樹，欄木龍大，新居藍子
講演	建築デザインに配慮した鋼材系部材による RC 骨組用耐震補強構法の開発：その 5 追加要素実 験， 2012 年度日本建築学会大会（東海）学術講演梗概集（構造Ⅳ），pp.859-860， 2012.9， 藤村太史郎，豊田祥之，鈴木裕美，早部安弘，佐藤英佑，成原弘之，舟岡努
講演	ガラスを補剛材に用いた平鋼圧縮材の座屈性状に関する研究， 2012 年度日本建築学会大会（東海）学術講演梗概集（構造Ⅲ），pp.745-746， 2012.9， 早部安弘，鈴木裕美，藤村太史郎，成原弘之，佐藤英佑，舟岡努

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
講演	建築デザインに配慮した鋼材系部材による RC 骨組用耐震補強構法の開発：その 1 要素実験， 2011 年度日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集（構造Ⅲ），pp.993-994， 2011.8， 佐藤英佑，藤村太史郎，佐伯正尚，鈴木裕美，早部安弘，成原弘之，舟岡努
講演	建築デザインに配慮した鋼材系部材による RC 骨組用耐震補強構法の開発：その 2 非線形座屈 解析による検証， 2011 年度日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集（構造Ⅲ），pp.995-996， 2011.8， 矢島龍人，早部安弘，鈴木裕美，藤村太史郎，佐藤英佑，成原弘之
講演	接触を考慮した非線形座屈解析による圧縮材の座屈耐力の評価， 2011 年度日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集（構造Ⅲ），pp.869-870， 2011.8， 早部安弘，鈴木裕美，佐藤英佑，成原弘之
講演	ねじれ応答の制御システムに関する提案， 2009 年度日本建築学会大会（東北）学術講演梗概集（構 造Ⅰ），pp.263-264， 2009.8， 渡辺征晃，早部安弘
講演	オイルダンパーとアクティブ制振装置を併用した風応答制御：その 1 制振装置概要および風応 答性能評価， 2004 年度日本建築学会大会（北海道）学術講演梗概集（構造Ⅱ），pp.71-72， 2004.8， 早部安弘，井上哲士朗，欄木龍大，長島一郎，落合宏，斉藤賢二
講演	オイルダンパーとアクティブ制振装置を併用した風応答制御：その 2 制振装置の性能確認実験， 2004 年度日本建築学会大会（北海道）学術講演梗概集（構造Ⅱ），pp.73-74， 2004.8， 欄木龍大，長島一郎，早部安弘，井上哲士朗，落合宏，斉藤賢二
講演	層風力データを用いた高層板状免震建物の動的応答，2003 年度日本建築学会大会（東海）学術講 演梗概集（構造Ⅰ），pp.169-170， 2003.9， 早部安弘，浅見豊
講演	高層建物の塑性化を考慮した風応答による累積疲労損傷度：その 1 解析手法， 2000 年度日本建築学会大会（東北）学術講演梗概集（構造Ⅰ），pp.155-156， 2000.9， 早部安弘，中尾文彦，辻田修
講演	高層建物の塑性化を考慮した風応答による累積疲労損傷度：その 2 適用例，2000 年度日本建築 学会大会（東北）学術講演梗概集（構造Ⅰ），pp.157-158， 2000.9， 中尾文彦，早部安弘，辻田修
講演	ケーブルで面内補剛した 3 ヒンジ架構の減衰定数， 1999 年度日本建築学会大会（中国）学術講 演梗概集（構造Ⅰ），pp.1007-1008， 1999.9， 細澤治，早部安弘，高木政美
講演	高層建築物の弾塑性風応答：台風通過時におけるエネルギー評価，1998 年度日本建築学会大会 （九州）学術講演梗概集（構造Ⅰ），pp.183-184， 1998.9， 早部安弘，辻田修
講演	複合支承方式による免震構造の設計法開発：その 2 免震周期、トリガーレベルを主パラメータ とする性能特性， 1995 年度日本建築学会大会（北海道）学術講演梗概集（構造Ⅱ），pp.581-582， 1995.8， 勝田庄二，佐藤啓治，早部安弘，中島徹，富島誠司

謝 辞

本論文をまとめるにあたり，早稲田大学理工学術院・古谷誠章教授より終始懇切なご指導を賜りました．古谷先生から頂いた適切なご助言と度々の励ましのお言葉によって本研究を完結させることが出来ました．ここに心よりの感謝の意を表します．また，論文審査を通じて貴重なご意見を頂きました早稲田大学理工学術院西谷章教授，前田寿朗教授，有賀隆教授に謹んでお礼申し上げます．また，早稲田大学建築学科の先生方からも貴重なご意見を賜るととも，さまざまな励ましのお言葉を頂戴しました．ここに御礼申し上げます．

本論文の研究は筆者が 28 年間に渡り勤務した大成建設株式会社設計本部で構造設計を担当させていただいた作品を通じて，日頃より考えていた筆者の構造計画論をまとめたものであります．そもそも筆者が構造設計者としての道を歩み始めましたのは，大成建設株式会社に入社した 1990 年から始まりました．特に大きな転機となりましたのは入社 10 年目に高さ 150m の超高層ビル「高松シンボルタワー」の構造設計を担当した時のように思います．このプロジェクトでの経験以来，多くの建物の構造設計の機会に恵まれました．私が担当した構造設計作品は，決して大規模建築ではなく，むしろ小規模から中規模建築が多かったように思います．その中で，設計チームの建築設計者や設備設計者と語り合いながら，構造設計のスタイルを確立していきました．また，構造設計部の細澤治氏には「札幌ドーム」以降，「MIKIMOTO Ginza2」をはじめ約 20 年に渡り上司として構造設計を指導していただきました．ここに厚く御礼申し上げます．「高松シンボルタワー」や「銀座寿一会ビル」の設計時の上司であった井上哲士朗氏におかれましては筆者の挑戦を懐広く受け入れてくださったことに深く感謝しております．

「銀座寿一会ビル」「MIKIMOTO Ginza2」の設計時に筆者の後輩であった渡邊祐一氏にはほぼ専任的に解析業務を手伝っていただきました．また，筆者が構造設計室長になった以降，室員として「南江堂第 2 ビル」「川崎生命科学・環境研究センター」では渡辺征晃氏，「高崎市総合保健センター・高崎市立中央図書館」では福本陽介氏から多大なサポートをしていただきました．皆様なしにプロジェクトの完成はありません．厚く御礼申し上げます．

大成建設株式会社に在職中は，構造設計部の方々をはじめ，設計本部，技術センター，建築部，作業所などの実に多くの方々のお世話になりました．すべての方のお名前を上げることとはできませんが，この場を借りて御礼申し上げます．

本論文をまとめるにあたって，大成建設株式会社の多大なる協力なしには完成はありませんでした．多くの写真や図版を快く提供して下さったことに感謝いたします．資料提供に協力して下さった多田好視氏に謹んで厚く御礼申し上げます．

最後に，長年にわたり，筆者の構造設計活動を支えてくださり，早稲田大学の教職に転身する際にも温かく見守り理解を示してくれた妻・早部昌恵に深く感謝の意を表します．

ありがとうございました．

早部 安弘