

# —旧丸ビル技術調査報告—

## 「旧丸ビル」の歴史を振り返る

三菱地所設計  
稲田 達夫

連載—①

### はじめに

旧丸ノ内ビルヂングが解体されたのが1997（平成9）年12月のことであるから、解体から既に4年が経過したことになる。その間、東京駅前敷地には地上189m、37階建ての新しい「丸ビル」の建設が進められ、既に上棟し、今年の夏の竣工に向けて着々と工事が進められている。

思えば、「丸ビル」という愛称で親しまれた旧丸ノ内ビルヂングは、竣工以来、話題の多い建物であった。この建物は、当初、1922（大正11）年秋の竣工を予定していたが、竣工直前の1922年4月に浦賀水道沖地震で被災し、大きな被害を受けた。そ

の結果、大規模な補修・補強工事が施され、数カ月遅れの1923（大正12）年2月に竣工した。竣工すると、東京駅前における巨大なビルの出現は多くの話題を呼び、一躍東京の新名所となった。ところが、1923年9月に関東大震災に遭遇し、またもや大きな被害を受けた。再度、大々的な補修補強工事が施され最終的に工事が完了するのは、1926（大正15）年7月のことであった。

このように、2度にわたり大規模な補強が行われ、また、各時代の社会的要請から様々な改修工事が施され、建物としての機能・性能の更新を繰り返しながら70余年の月日を耐えてきたのである。ところが、

1995（平成7）年1月17日に起こった阪神淡路大震災が契機となって、旧丸ビルの耐震診断調査が行われたが、その結果は、近い将来起こるであろう東京大地震には到底耐えることはできないというものであった。耐震性を高めるための補強方法が種々検討されたが、いずれも建物の機能を著しく損ない、事業用ビルとしては到底使いものにはならないとの判断から、ついに1997（平成9）年、東京駅前の顔として親しまれてきた旧丸ビルは建て替えられることとなったのである。

三菱地所では、今回の解体を契機として、学識経験者の意見を参考としながら、解体に併せた現地調査を

丸ノ内ビルヂング



図1.1.1 1923（大正12）年2月20日に開館した当時の丸ビル。  
人力車と円タクが玄関脇に並んでいる



図1.1.2 1985（昭和60）年当時の丸ビル

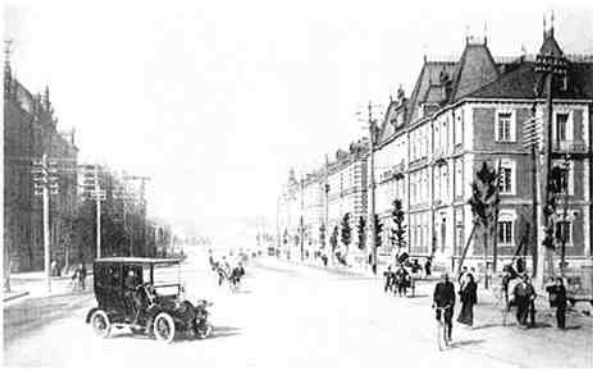


図1.2.1 明治30年代以降、丸の内におけるビジネス街の建設は急速に進展した。とくに馬場先通りの両側には英国風の赤煉瓦建物が並び、世人はこれを「一丁倫敦」と呼んだ。

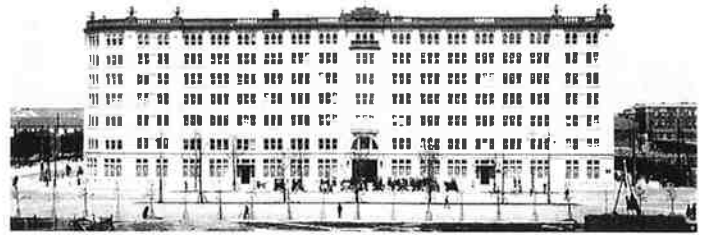


図1.2.2 東京海上ビル。工事中に15号館から写したと思われる。赤煉瓦の東京駅とのコントラストが鮮やかだった

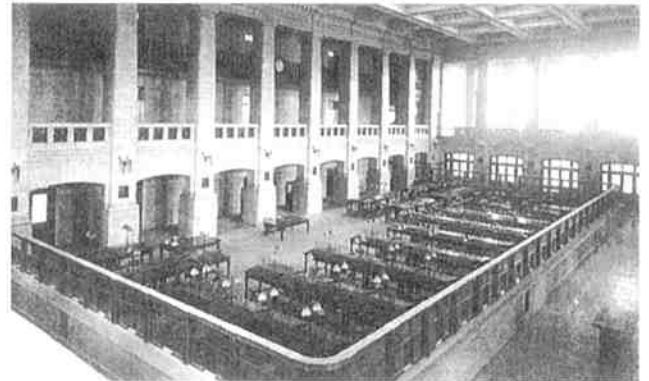


図1.2.3 完成した三菱銀行と内部

実施し、その調査結果を「丸ノ内ビルディング技術調査報告」としてまとめ、後世の研究等に資することとした。本報告は、同調査報告の内容を紹介することを目的として、その後得られた知見を含めて再度加筆整理したものである。

## 第1章 旧丸ビル建設の構想から着工まで

### 1.1 第1次世界大戦と日本

旧丸ビルの建設が行われた大正時代は、極めて興味深い時代であった。1914（大正3）年6月28日、セルビア人学生によるオーストリア皇太子の暗殺に端を発した第1次世界大戦が勃発すると、当初は一時、おりから

の不況が深刻化するが、1915（大正4）年中期以降輸出が急増し、未曾有の好景気となる。その理由は、欧米との貿易が途絶えたことによって国内生産が増加したことと、中国や東南アジアでは欧州からの輸入品を日本からの輸入に切り替えたことが挙げられる。

この結果、わが国の貿易収支は明治以来初めて輸出超過となり、1915（大正4）年から1918（同7）年までの4年間は貿易収支は黒字となった。資料によれば、その4年間の総輸出額は54億円となるが、それは1915年以前の10年分の総輸出額に匹敵するところから、好景気はかなり大きなものであった。これによって、産業

界では事業の新設と拡張が相次ぎ、商業や銀行等も活況を呈したのであった。また、その間株価も大幅に上昇し、空前的投機熱となり、多くの成金が誕生した。

しかし、一方で、未曾有の好景気も全く問題がなかったかといえは必ずしもそうではない。一つには、急激な物価上昇の問題が挙げられる。資料によると、当時の物価上昇は、1914（大正3年）7月を100とすると1919（同8）年6月には300、翌1920（同9）年には400以上とあるから、かなり厳しいものであった。

1918（大正7）年11月に大戦は終結し、多少の混乱はあったものの、日本経済は依然米国向け生糸、羽二



図1.3.1 1908(明治41)年におけるイースト・リバーから見たニューヨーク南部のスカイライン。右端にブルックリン橋が、左端には他の建物にそびえ立つシンガービルが見える

重、中国向け綿製品等の輸出が好調であり、引き続き1920(大正9)年3月まで、未曾有の好景気は継続する。しかし、1920年3月、東京・大阪両株式市場の大暴落をきっかけとして、戦後反動不況が起こる。この不況は、わが国だけにはとどまらず欧米を含む世界的な大不況に発展し、翌1921(同10)年春まで続く。その後、一時的に景気は緩やかな回復基調に転じるが、その後また反動が襲来し、1922(同11)年の銀行恐慌、1923(同12)年の震災恐慌、昭和に入ってから金融恐慌、そして1929(昭和4)年の世界大恐慌と、長い暗黒の時代を迎えるのである。

## 1.2 大規模アメリカ式オフィスビルへの待望

1914(大正3)年12月の東京駅開業と大戦景気の影響を受けて、明治以来整備が進められていた丸の内地区のオフィス需要は急激に増大し、相次ぐ新ビル建設にも関わらず供給が追いつかない状況が続いた。大正

時代に入ると、わが国のオフィスビルの形態は、それ以前の出入り口を1社で占有する棟割長屋式のオフィスビルから、一つの入り口を多くの会社が共同で使用する共同借家型のアメリカ式先端オフィスビルへと変貌を遂げていた。ビル需要の急激な増大は、アメリカ式大規模高層鉄骨オフィスビルの建設への期待に、さらに拍車をかけることとなった。

丸ビルのような大規模なオフィスビルを建てるには、その費用の捻出もさることながら、工期の面での技術革新がどうしても必要であった。当時、1918(大正7)年には米国式の大規模高層オフィスビルの草分けである、東京海上ビルディングが竣工したが、その工期は4年7カ月を要した。三菱合資会社の地所部が担当した三菱銀行旧本館は実に5年10カ月の工期を要し、その間の物価変動による建設資材価格の高騰は、三菱地所部のビル建設担当者を散々悩ました。もし、同様の建築様式で丸ビルのようなビルを建てるとしたら、

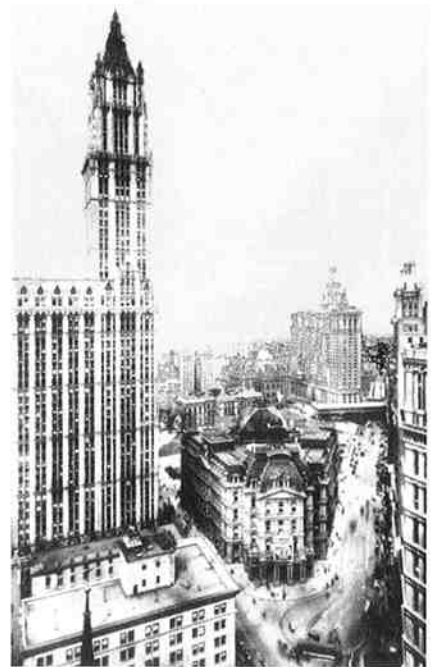


図1.3.2 前面にウールワース・ビルが、後方には市庁舎、ニューヨーク郵便局、市議会が一群をなして見える



図1.3.3 フラット・アイアン・ビル(ニューヨーク、1903年)

一説には十数年を要するという見積もりが立てられたが、それは事業計画上致命的な問題となった。



図1.3.4 プラザホテル。フラー社施工のニューヨークの代表的なホテル。1985（昭和60）年、G5でドル高是正を確認した、いわゆる「プラザ合意」はここで行われた

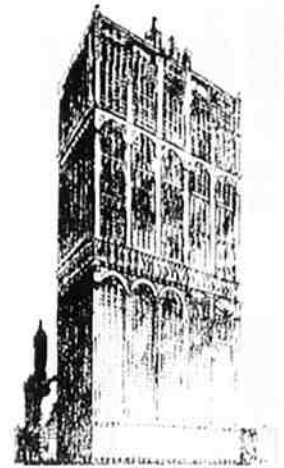


図1.3.5 スターレットの提案による100階建てのビルのスケッチ。1906（明治39）年5月13日付けのニューヨーク・ヘラルド紙に掲載

### 1.3 ジョージ・A. フラー社との 出会い

1917（大正6）年5月、三菱合資会社地所部は、技師の山下寿郎に米国出張を命じ、米国の建築工事事情の調査に当たらせた。当時の米国では、既に1913（同2）年にはウールワースビル（55階建て、高さ234m、ニューヨーク）が竣工するなど、数多くの高層多目的ビルの建設が進められていた。

山下は米国に到着すると、当時在米中であり、シカゴやニューヨークで高層多目的ビジネスビルの建設に関わっていた日本人建築家松井保生の紹介で、ジョージ・A. フラー社の副社長であったウィリアムスターレットと出会う。ジョージ・A. フラー社は、19世紀末の建築界に新風を吹き込んだ鉄骨高層事務所ビルの代表的な施工会社であり、シカゴのタコマビル（1898年）、シカゴトリビューンタワー（1903年）、ニューヨークのフラット・アイアン・ビル

（1902年）、いわゆる「プラザ合意」の舞台となったプラザホテル（1907年）などを施工している。

ウィリアムスターレットは、高層建築を極めて迅速かつ経済的に建築する革命的な工事方式を考案したスターレット5人兄弟の3番目の人物である。ちなみに、次兄のポールスターレットは、シカゴの有名建築設計事務所パーナムアンドルートで修行の後、フラーに見いだされてフラー

社に入社、後にフラー社の3代目社長を17年間務めた人物である。

スターレット5人兄弟の長兄セオドアスターレットについては、以下のような逸話が残されている。セオドアは1906年に、不格好な箱形をした100階建ての建物を提案した。それは、低層部には生産工場を置き、その上に事務所空間、住宅、ホテルと階を積み重ね、それらを劇場や商店街を含む広場で隔て、さらにその

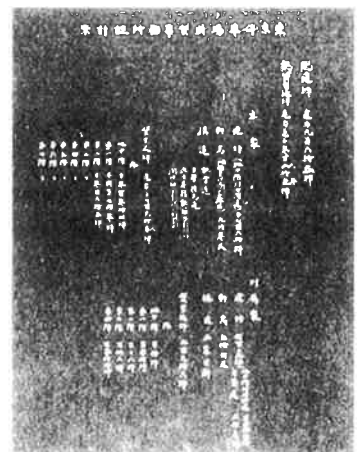
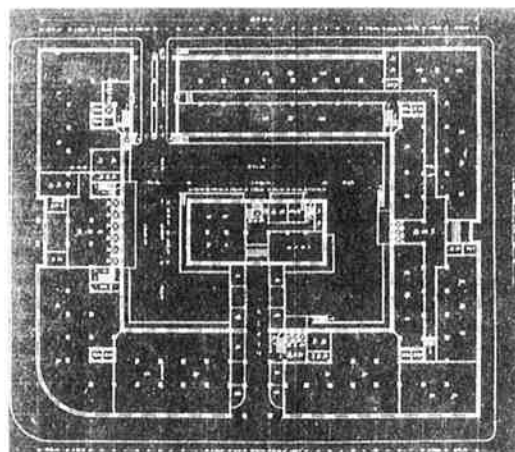


図1.4.1 東京停車場前貸事務所設計案。1918（大正7）年2月1日の日付で技師川元良一の捺印がある。丸ビルの原型案とも呼べるプラン

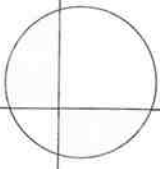


図1.4.2 丸の内地質調査図。1920（大正9）年1月の丸ビル着工のときのもの。上の番号は調査地点。石の様子が手描きされ、彩色も施されている

上には遊園地、屋上庭園、プールを配するというものであった。

彼は以下のように述べている。

「我々の文明は素晴らしい進歩をとげつつある。ニューヨークにおいては、我々は建て続けなければならず、それも上に向かって建てなければならない。我々は丸太小屋から30階建ての摩天楼へと一歩一歩進んできた。……今や、我々は何か違ったもの、何かより大きなものを生み出さねばならない。」

大戦によって欧州からの情報が途絶える一方、未曾有の好景気に湧く日本にあって、米国の摩天楼建設

計画の熱気に接し、また、このジョージ・A・フラー社の新工法との出会いは、その後東京駅頭に計画される巨大なアメリカ式オフィスビル建設計画に決定的な影響を与えたことは間違いのないことである。

#### 1.4 丸ビル建設の決断と着工

「東京停車場前貸事務所設計案」と称されて進められた「旧丸ビル」の建設が最終的に決定したのは、1920（大正9）年9月13日のことであった。「三菱社史」には次のように記されている。

「大正9年9月13日 丸ノ内ビルヂ

ング新築工事施工方認許ス。鉄骨煉瓦造地中室附8階建、一部9階一棟、工事予算900万円トス。」

しかし、もちろんこれは、工事内容の最終承認であって、実際の丸ビル建設をめぐる調整は1917（大正6）年の山下の渡米以降、引き続き進められていたものと思われる。その一端を記す資料としては、1917年12月の「東京停車場前三菱本社計画案」、1918（大正7）年2月の「東京停車場前貸事務所設計案」とあり、地上6階、各階1809坪、延坪1万854坪の三菱本社を建設するとある。

ちなみに、これらの建設計画を中心となって推し進めたのが、三菱合資会社地所部技師長の桜井小太郎であった。桜井は、1870（明治3）年の生まれで、コンドル、辰野金吾らの指導を受けた後、英国に渡り、1890（明治23）年ロンドン大学建築学科を首席で卒業、帰国後海軍技師となった。三菱合資会社に入社するのは、1913（大正2）年のことである。

「東京停車場前貸事務所設計案」が示されると、それら大規模高層建築物の建設を想定して、1919（大正8）年4月から地質調査が全面的に実施された。またその頃から、フラー社との合弁会社設立のための交渉が開始され、翌1920（大正9）年1月には桜井が丸ビルの設計図を携えて渡米、3月19日に日米合弁のフラー建築会社が資本金40万円で東京に開設された。

さて、東京駅頭に計画された、延べ坪1万8000坪、9階建て、総工費900万円の丸ビルの建設の決断は、容易なことではなかった。時期とし



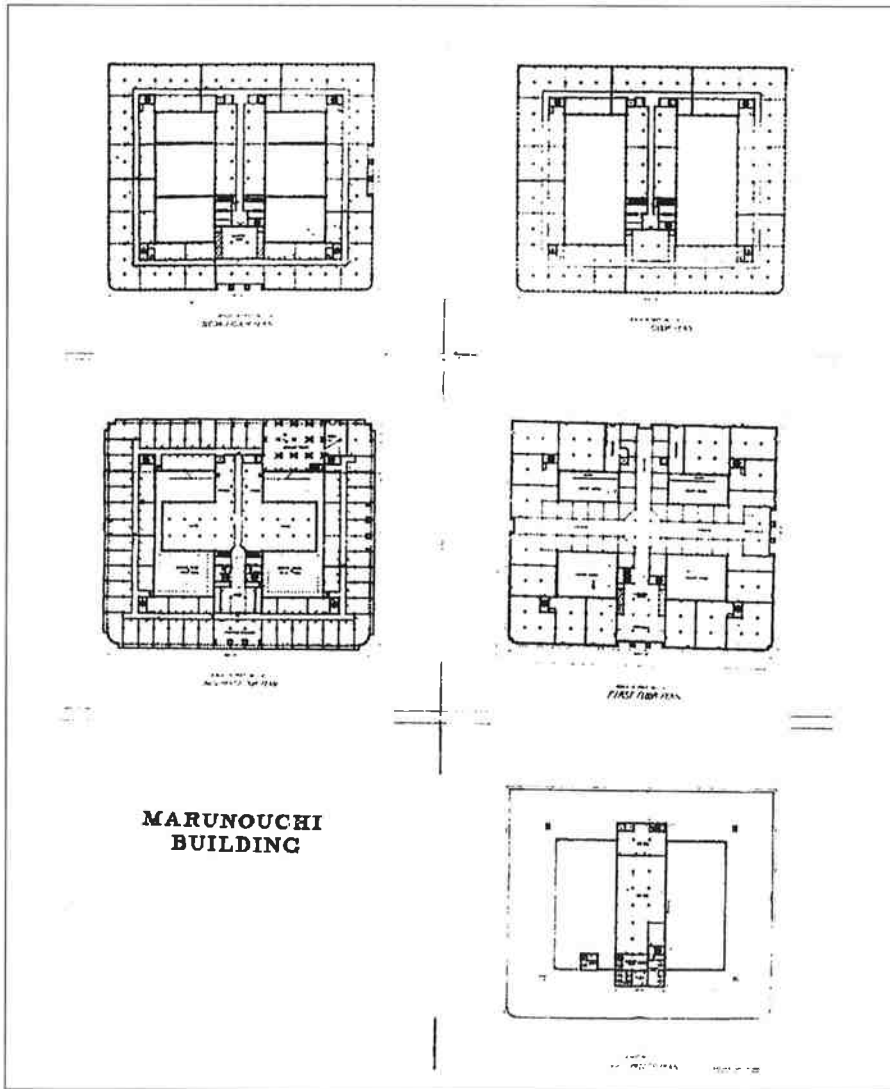


図1.4.3 丸ビル各階平面図

「かくして合衆国海軍ペリー准将  
が日本の港をアメリカ貿易に開いて  
以来70年にして、今度は日本帝国は  
ビジネスと通商の神々に捧げられた  
鉄とコンクリートと石より成るモニ  
ュメントを建築するビジネスにおい  
て、合衆国の最高の頭脳にその扉を  
開いたのである。」

その後、丸ビルの工事が起工さ  
れるのは、最終決定が下される9月  
より2カ月前の1920（大正9）年7月6  
日のことであった。

参 考 文 献

- 1) 三菱地所社史編纂室編：丸の内百年のあ  
ゆみ「三菱地所社史」、1993年
- 2) 三菱地所編：丸ノ内ビルディング技術調査  
報告書、1998年
- 3) 武内文彦編：丸ビルの世界、かのう書房、  
1985年
- 4) ポール・ゴールドバーガー著、渡辺武信  
訳：摩天楼、鹿島出版会、1988年

ては既に1920（大正9）年3月の株式  
大暴落の後であり、不況の暗雲は垂  
れ込め始めていた。総額900万円と  
いう予算は、当時建設中であった三  
菱銀行旧本館でさえも総予算が380  
万円であったことを考えると、途方  
もないものであった。完成後の営業  
リスクの大きさを考えると経営上の  
不安は大きく、建設反対を唱える合  
資会社幹部も少なくなかった。

そのような状況の中で、プロジ  
ェクトを進める桜井等は、合資会社  
社長であった岩崎小弥太に熱心に直  
接働きかけることによって、何とか

了解を取り付けるのに成功したので  
あった。

丸ビルの工期は2年8カ月であっ  
たが、この驚異的な短工期を実現す  
るために導入されたフラーの新工法  
は、日本の建築界に革命的な衝撃を  
もたらした。一方また、その工法を  
日本に持ち込んだフラー社も、アメ  
リカから遠く離れた極東の日本にア  
メリカ式の建築工事を導入すること  
については、誇らしくもあり、また  
名誉なことと感じていたようであっ  
た。当時の米国の一般誌に以下のよ  
うな記述がある。

(いなだ・たつお)  
1951年5月1日生まれ  
富山県出身、74年東京大  
学工学部建築学科卒、同  
年三菱地所入社、設計部  
独立により、2001年6月  
三菱地所設計へ、現在、  
丸の内設計部副部長、工  
学博士、1級建築士、建  
築構造士、技術士（建設  
部門）



# —旧丸ビル技術調査報告—

## 「旧丸ビル」の歴史を振り返る

### 第2章 着工から取り壊しまで

連載②

三菱地所設計  
稲田 達夫

#### 2.1 はじめに

旧丸ビルの着工は1920（大正9）年7月、意匠設計は三菱合資会社地所部技師長の桜井小太郎で、構造設計は施工を担当した米国のジョージ・A・フラー社であった。この仕事にかけたフラー社の意気込みは相当なもので、その辺の事情は以下で紹介する米国の一般誌の記事からも見ることができる。

「日本人はフラー社に契約という形の贈り物を持参したのではなく、援助を求めたのである。彼らの交渉役は初めから自分たちはアメリカの建設業者が日本へ来て日本人に最新の建築施工法を教え、日本人がアメリカの建設業者が達成した能率と精

度を用いて、自らの力で日本の都市を近代化できるようにしてもらいたいと要求した。アメリカ人にはただの建設業者としてではなく、日本人建築家と技術者に最新アメリカ建築施工法を訓練する教師として東京に来て欲しい、と彼らは強調した。」

すなわち、フラー社は、この丸の内での仕事が単に建築契約を結ぶことだけではなく、アメリカで開発された最善の建築施工法を日本人に伝授することであると理解していたのである。

#### 2.2 フラー社の工法の特徴

それでは、そのフラー社が開発した最善の施工法とは、どのようなものだったのだろうか。それは一言で

言えば、当時としては珍しい各種建設用重機械類をふんだんに使用することによって、著しい工期の短縮を実現したことであった。当時のわが国の代表的な構造設計者の一人である内藤多仲の回顧録に、以下のような記述がある。

「私も丸ビルの工事現場をよく見に行ったが、20mぐらいの杭（米松）を基礎杭として打ちこむのを見ていると、地面がやわらかいので1トン半ぐらいのハンマーでたたくと、ずるずるとはいつてしまう。鉄骨をくんで、あれよあれよといううちに2階、3階と建っていく。その速さはまるで手品のようにであった。」とあるように、その手際の良さは際立っていたようである。基礎工事にあっ

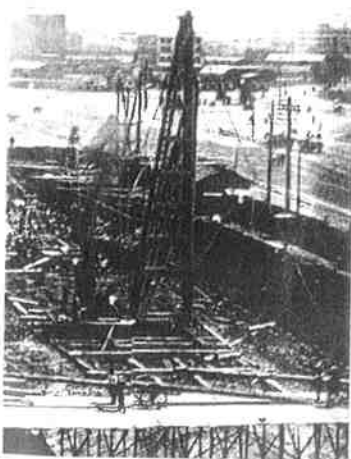


図2.2.1 蒸気式杭打ち機

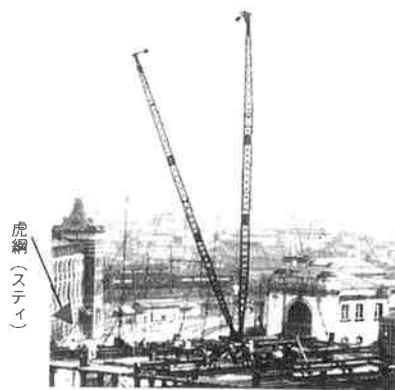


図2.2.2 ガイデリック

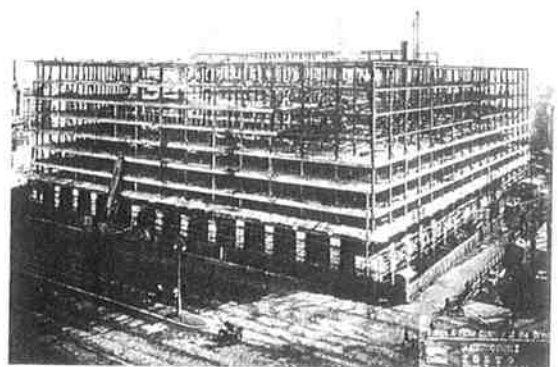
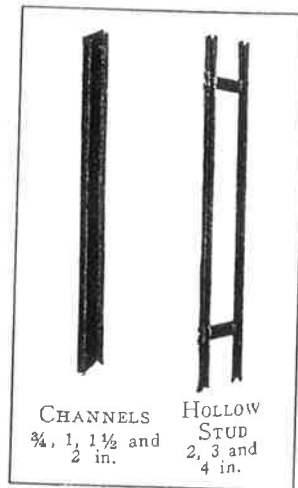


図2.2.3 鉄骨建方状況（1921.11.1撮影）



(近代日本建築学発達史から)

図2.2.4 手押しコンクリート運搬車



(1922年「T11」発行のアメリカのカタログ集から)



(解体時写真から 8Fエレベーターホール壁下地)

図2.2.7 軽量鉄骨製内壁下地

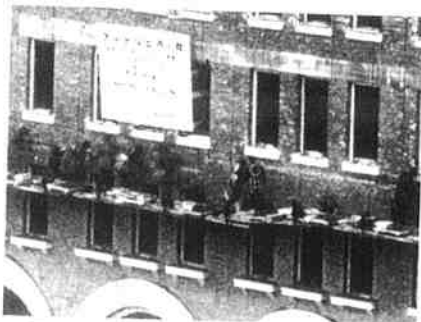
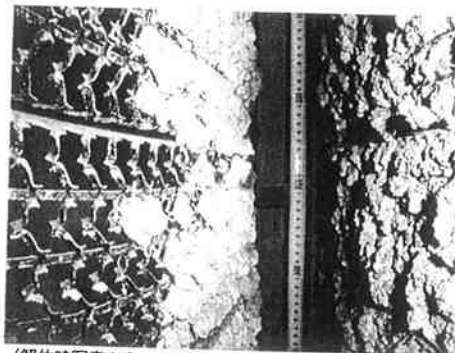
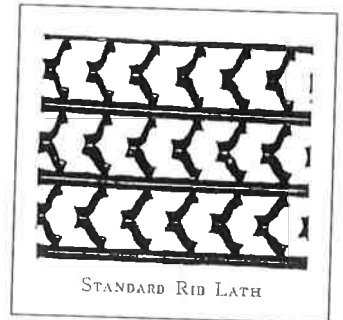


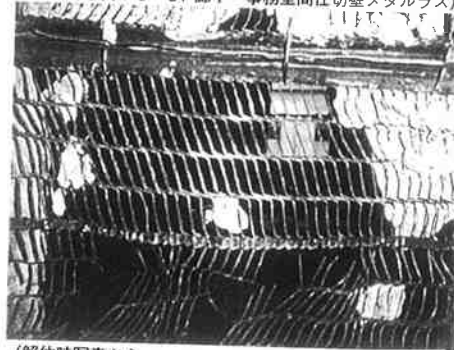
図2.2.5 吊り足場上でのタイル張り作業



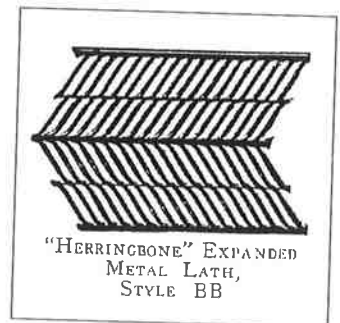
(解体時写真から 3F廊下～事務室間仕切壁メタルラス)



(1922年「T11」発行のアメリカのカタログ集から)



(解体時写真から 3F廊下～給湯室間仕切壁メタルラス)

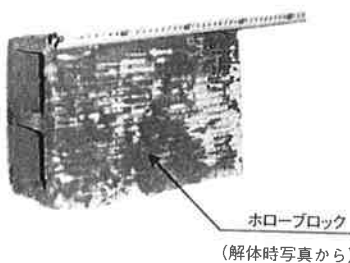


(1922年「T11」発行のアメリカのカタログ集から)

図2.2.8 モルタルプaster塗り下地のメタルラス (エキスパンドメタル)



(解体時写真から 8F廊下間仕切壁断面)



(解体時写真から)

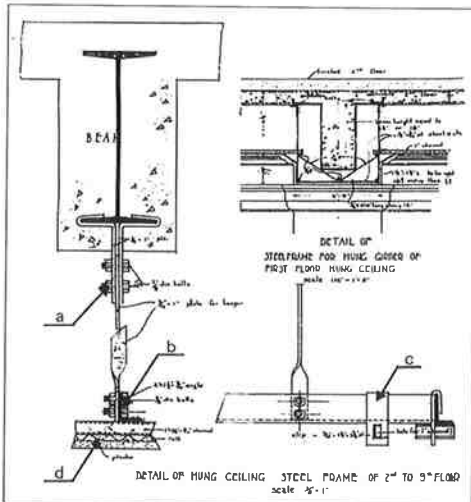
図2.2.6 ホローブロック

では蒸気式杭打ち機を採用し、運搬にあたっては2.5トン積みトラックを使用し、また、鉄骨骨組の建方にあたってはガイデリックと呼ばれる起重機を導入し、建設工期の短縮を図っている。当時の記録によれば、「あたかも建設博覧会のような風景であった。」とあるから、当時の東京駅前の建設現場の光景は、何か新

しい時代の到来を予告するような印象をもって、見られていたに違いないと思われる。

その他、コンクリート工事にあつてはコンクリートミキサーと手押しコンクリート運搬車を導入し、また仮設にあつては吊り足場を導入するなど、無駄を排除した合理的な施工上の工夫が見て取れる。建築材料に





(T10.10.11 付竣工図から 天井下地面図)  
図2.2.9 軽鉄製天井下地

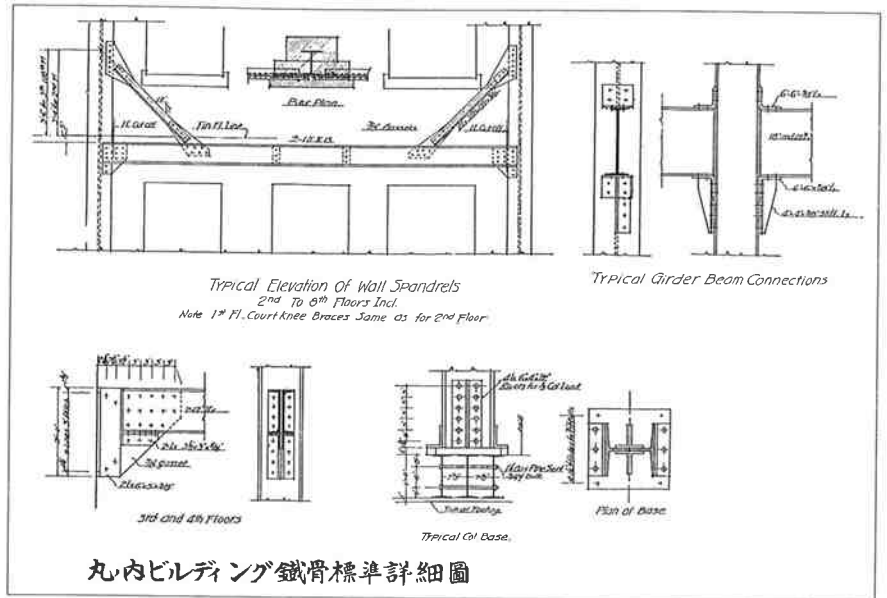


図2.3.2 当初の旧丸ビルの構造形式



図2.3.1 鉄骨煉瓦造の柱

あつては、ホローブロックと呼ぶ穴  
空き煉瓦を使用しているほか、軽量  
鉄骨の天井・内壁下地、それからモ  
ルタルプラスター塗りの内壁下地と  
してメタルラス（エキスパンドメタル）  
を採用するなど、当時としては  
珍しい材料、工法には枚挙に暇な  
いという状況であった。

## 2.3 地震被災と補修補強

### 2.3.1 浦賀水道沖地震の被災

さて、その画期的な施工法を前提  
として提案された契約工期は30カ月

であり、何事もなければ1922（大正  
11）年秋には丸ビルは竣工するはず  
であったが、1922年4月26日、浦賀  
水道付近を震源とする大きな地震  
（M6.8）が東京を襲い、旧丸ビル  
は1～5階の内外壁に大きな亀裂が生  
じるといふ被害を受けた。

当初の旧丸ビルの構造形式は、地  
下と1階の鉄骨柱は鉄筋コンクリー  
トで包むが、2階以上は鉄骨柱を煉  
瓦で包む鉄骨煉瓦造と称する純ラー  
メンの構造形式であった。地震の被  
害を目の当たりにして不安を抱いた  
三菱の技術陣は、この機会を捉えて  
大幅な耐震補強を実施した。

そのおもな内容は、

- ①1～5階外柱の内側半分を鉄筋コン  
クリートで覆う。
  - ②2～7階の内柱を鉄筋コンクリート  
で包む。
  - ③1～5階の内柱の柱頭に鉄筋コンク  
リートの持ち送りを付ける。
  - ④1～8階にアングルまたは丸鋼のブ  
レースを新設する。
- というものであった。この補強によ

って旧丸ビルの耐震性は大幅に向上  
し、結果として翌年起こる関東大震  
災で倒壊を免れることになる。

### 2.3.2 竣工と関東大震災の被災

1923（大正12）年2月20日、旧丸  
ビルは予定より数カ月遅れで竣工し  
た。この巨大なビルの出現はたちま  
ち日本中の評判となり、旧丸ビルは  
新たな観光名所として名を馳せるこ  
とになった。アメリカ式の大規模ビ  
ジネスビルの特徴である「公衆の出  
入り自由」を前提としたビルの出現  
によって、当初は今から見ればほほ  
笑ましい様々な小事件が発生したよ  
うである。そのような不都合を回避  
するために、「安全第一ビルディング  
読本」なるものが印刷され、いわば  
「ビルの使い方マニュアル」として、  
丸ビルに出入りする人々に配られた  
と記録には残っている。

さて、そのようにして華やかにオー  
プンした丸ビルであったが、半年  
後の同年9月1日に東京を襲った関東  
大震災（M7.9）によって、旧丸ビ  
ルはまたしても大きな被害を受けた。

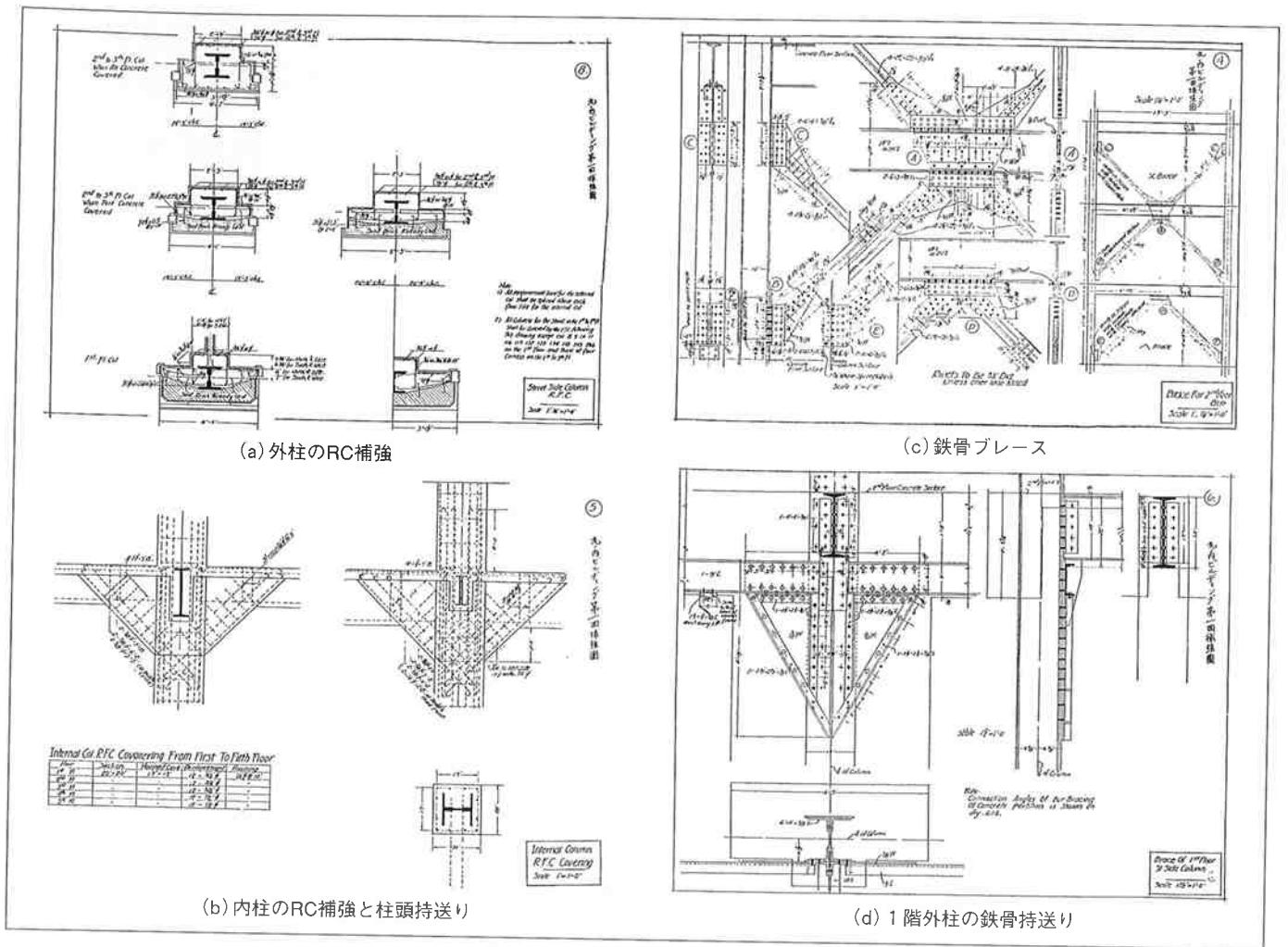


図2.3.3 1922（大正11）年の補強

外壁には大きな亀裂が走り、浦賀沖地震で増設したブレースの多くは破断あるいは座屈を起し、内壁が各所で崩落した。

復旧と補強設計は三菱の技術陣によって直ちに着手されたが、そのおもな内容は、  
①座屈・破断したブレースを取り替

える。

- ②外壁面の煉瓦、鉄筋コンクリートをすべて取り去り、新たに鉄筋コンクリートで剛強なベアリングウォールを構築する。
- ③鉄筋コンクリートの耐震壁を新設

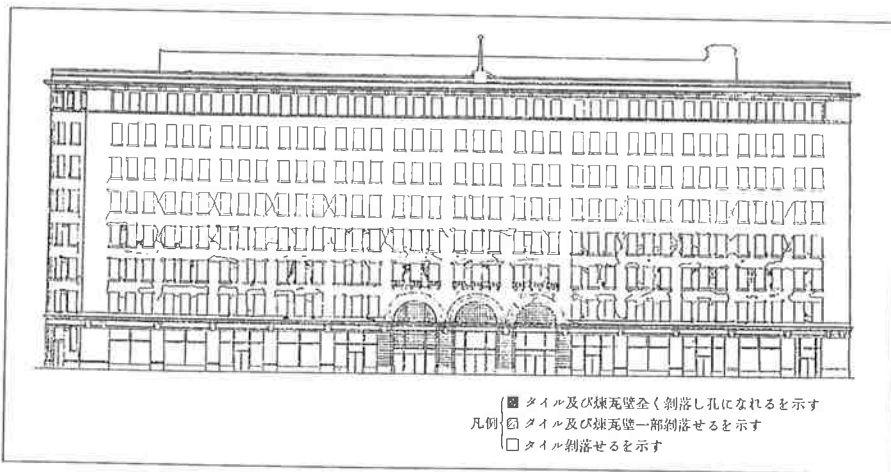
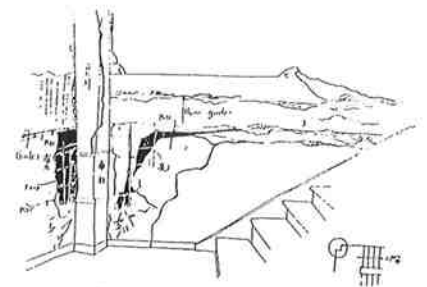


図2.3.4 関東大地震による北側外壁の被害



凡ビル - 二階間西北階段跡地  
図2.3.5 内部被害のスケッチ

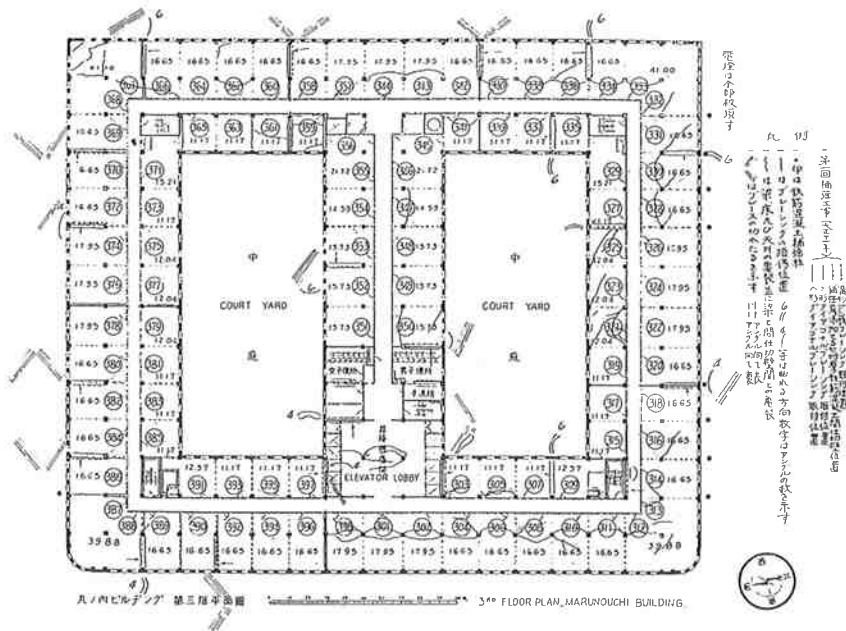
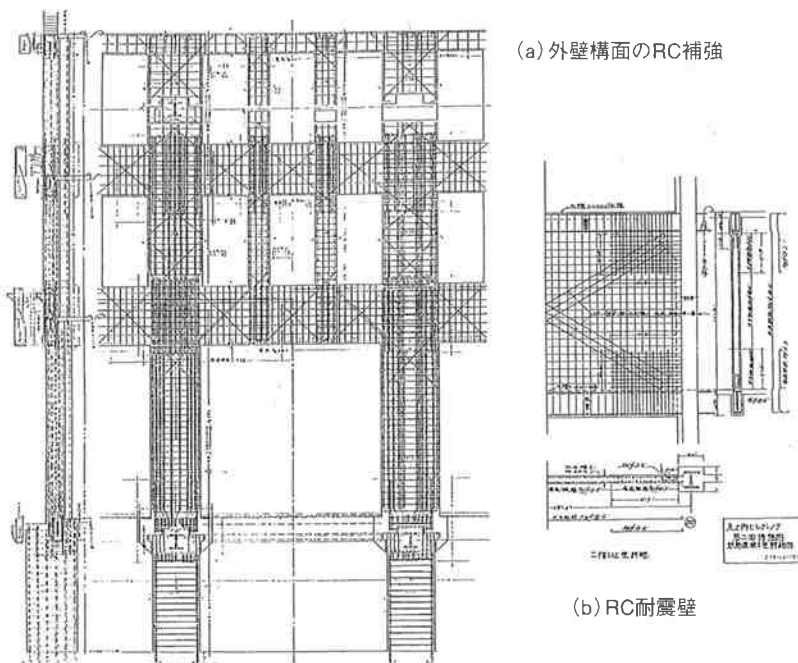
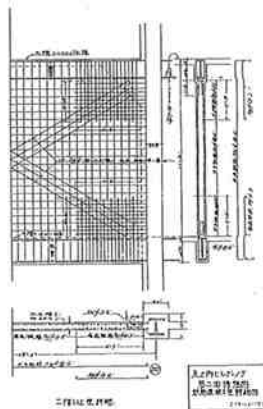


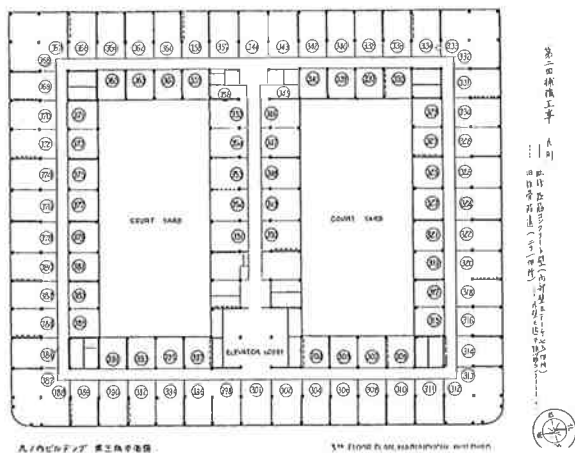
図2.3.6 3階の被害平面図



(a) 外壁構面のRC補強



(b) RC耐震壁



(c) 3階補強平面図

図2.3.7 関東大震災後の補強

する。

④1~8階の内柱を鉄筋コンクリートで包む。

というものであった。復旧・補強工事は、フラーを排し、大阪の大林組が担当した。その結果、修復補強工事が完了するのは、1926（大正15）年7月のことであった。

その後の構造体の変遷についてもみると、昭和30年代後半に耐震壁が一部撤去され、それを補完する形で鉄骨アーチの補強が施される。また昭和60年代に入って、耐震性確保のため、一部H形鋼によるブレース補強が施されるが、阪神淡路大震災を契機に、遂に解体に至るのは連載①の冒頭で述べた通りである。以上が、「旧丸ビル技術調査報告」で述べられている、旧丸ビルの着工から取り壊しまでの顛末である。

## 2.4 アメリカ式建築構造への批判

旧丸ビルの当初の構造は上述したように、鉄骨煉瓦造と呼ばれるものであった。この構造は米国の東海岸で発達した方法で、既に1913（大正2）年にこの構造により高さ234mの超高層ビルが建てられるなど、マンハッタンは既に高層ビルが林立しており、当時の米国の鉄骨造の建設技術の成熟は目を見張るものがあった。

さて、このような米国式の構造をわが国の当時の構造技術者達は必ずしも盲目的に受け入れていたわけではない。丸ビルの構造について、三菱合資地所部にいた山下寿郎が以下のように回顧している。

「丸ビルがわが国事務所建築として、従来その比を見ないほどの巨大な各階床面積を持つものであるとこ

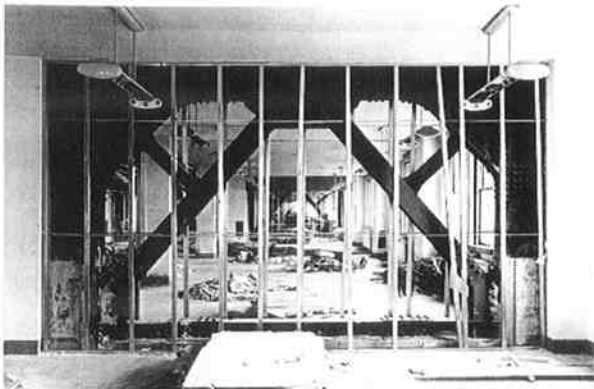


図2.3.8 1955（昭和30）年以後の補強改修の例

ろから、地震動による建物各部位の振動が一樣ではあり得ないことを憂慮して、当時の京都大学日比忠彦の地震動による建物各部位の応力計算法を適用して演算を試みた。採用した震度は0.15で、これによって生じた応力が鉄骨構造の破壊強度に達するも止むを得ないという仮定のもとに、試算して得た数値に基づく構造図を、詳細図に作成、さらに試算の要領書を添えてフラーのニューヨーク本社に交渉におもむく桜井技師長に、アメリカ側に提示されるよう手配したが、この説明書と詳細図とは、遂にアメリカ側に示されることはなかった。」

また、同時代の代表的な耐震工学者である内藤多仲は当時の風潮について以下のように回顧している。

「第1次世界大戦で漁夫の利を占めた日本は非常な好景気を呼んだが、ドイツを敵にしたためヨーロッパとの交易がとまり、その余波からアメリカとの交易が盛んになって、アメリカ一辺倒の傾向が強まったといえよう。建築界もその例にもれず、日本の技術は遅れているということから、丸ビル、郵船ビル、日石ビルをはじめ多くの建築を相次いでアメリカに注文した。いずれも設計、施工

ともに完全なアメリカまかせで、ジョージ・フラー会社などが進出してアメリカ人のセールス・エンジニアが活躍し、アメリカ式建築が一世を風靡した観があったのである。（中略）いわば速さと経済と簡単さをモットーに

したもので、注文した側はそれみろ、アメリカに頼めばざっとこのとおりと鼻高々で、ああいうふうにしなればいかんというのが当時の風潮というか常識になってしまった。こうしたアメリカ万能の空気の中で、私は大正10年から11年にかけて日本興業銀行、歌舞伎座の構造設計をした。これがビルらしいビルを作った初めである。私は設計に当たって全面的に自分の方式を主張したが、なかなか容れられず、結局アメリカ式と半々で妥協したが、『耐震壁をいれる。』ことと『鉄骨のまわりは必ずコンクリートで包む。』ことを絶対条件とした。」

以上、山下と内藤の回顧を見ると、当時既に実践経験を十分に積んだアメリカ式建築に対し、不足する経験を自らの信じる理論で補うことによって立ち向かう、当時の第1線の日本人構造技術者の姿が、まざまざと目に浮かぶのである。

しかし、1923（大正12）年に発生した関東大震災は、これらアメリカ式建築の弱点をさらけ出すことになる。旧丸ビルも、致命的な被害は免れたものの、多くのブレースが破断・座屈するなど、被害は甚大であった。一方、内藤多仲の設計した日

本興業銀行、歌舞伎座などは被害は軽微であり、耐震壁を適切に設置した剛構造の優位性が浮き彫りにされたのである。その後、関東大震災を契機として持ち上がった「柔剛論争」では、内藤らの主張する適切に耐震壁等を設置した剛な構造が多く、その建築技術者の支持を集め、長くわが国の耐震建築の主流となった。その底流には第1次大戦後、一世を風靡したアメリカ式建築に対する批判精神があったことは間違いないだろう。

## 2.5 丸ビル構造設計における日米の対立

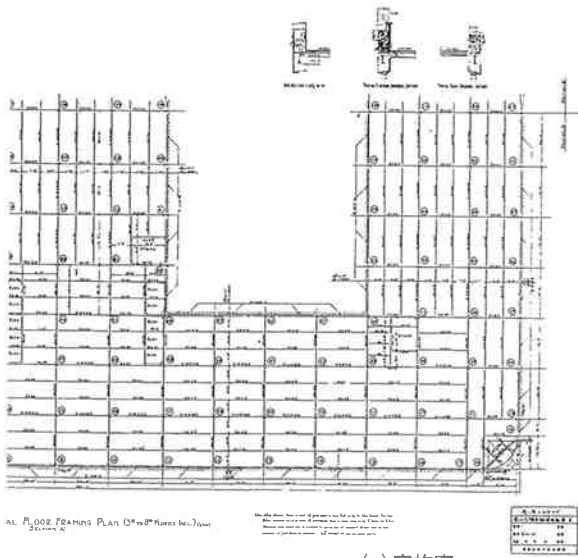
さて、前節で述べた山下が作成した構造図が結果的にフラー社には伝わらなかった点について、なぜそうなってしまったのか、ここで少し考察しておきたい。

山下がフラー社に伝えたかった内容としては、

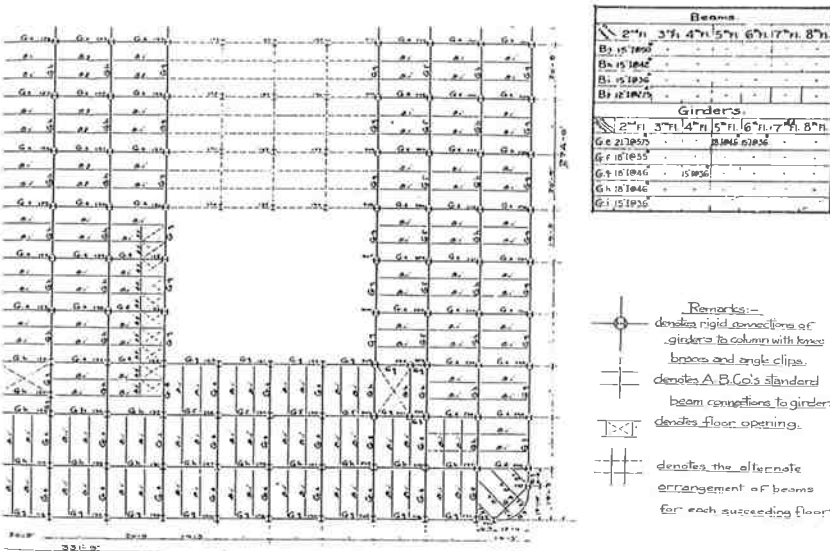
- ①耐震性確保のために全体的に鋼材量を増やす。
- ②柱梁接合部をすべて剛接合とする。

の2点である。山下が桜井に託したと思われる構造図は現存するが、それと実際に施工された構造図を比較すると、図2.5.1のような相違が見られる。このような相違が生じた原因を探ってみると、おおむね以下の3点が指摘できると思う。

まず第1点は、契約を結ぶためには予算が既に超過しており、さらには増額となる山下の提案は、桜井も提示しにくかったし、フラー側も許容しづらいものがあったと思われる。さらにこれについては、三菱地所社史に「桜井らがニューヨークに到着



(a) 実施案



(b) 日本案

図2.5.1 日米の基準階梁伏図（部分）の比較

東での丸ビル建設には多くのリスクが予想されることを危惧していた。それだけに、日本においても極力自分たちが米国で手慣れた方法を採用することが、リスク回避の意味から賢明であると考えたのも無理のない所である。それが、フラージャが日本の提案を無視した第3の理由と考えられる。

丸ビルの建設が行われる30年前の1891（明治24）年に、当時の代表的な建築構造学の研究者であった横河民輔が濃尾地震の調査の体験を踏まえて書いた「地震」という著述の中に、「建築法政其の好時期なるを論ず」とあり以下のような記述がある。

「明治新政府となり20年以上を経過し欧米の新構法による建築が増えたが、母国の構法をそのまま輸入した結果、我が国の風土に合わず、様々な問題が起きている。特に濃尾地震はそれを立証する惨酷な実験であった。」と述べ、それを回避するために、わが国の実情を反映した建築新法の制定が急務であることを述べている。横河の言に従えば、丸ビル建設においても、その惨酷な実験の教訓は結果としては生かされなかったことになる。わが国の建築法規に初めて耐震規定が加えられたのは、1924（大正13）年のことであった。

してまもなく、大正9年3月の第一次世界大戦後の株式大暴落があり、（中略）桜井は丸ビル計画も中止になってはいけないうので、早く注文してしまわなくてはと思った。」とあるように、契約を急がねばならない外的重圧が加わったことによって、ますます提案しづらいものになったと思われる。

第2点は、地震のない米国東部で多くの超高層ビルを建てた実績を持つフラージャとしては、日本側が主張する、地震によって生ずる水平力の存在自体、理解しがたいものがあったのではないかとと思われる。当時フラージャはニューヨークに本社を置き、

ニューヨークやシカゴ一帯に力を張る米国第1の建設会社として知られており、既に多くの超高層オフィス群を施工した実績を誇っていたのであるから、たかが31mの丸ビルに対して、なぜそんなに大きな水平力を考慮しなければならないのか、理解ができなかったことが推測される。

しかし、もちろん一方で、当時の日本の建設技術が国際的に見ても侮れないレベルにあり、日本の地震の存在についても考慮すべきとするエンジニアもフラージャの中にはいた。ただ、当時フラージャは米国内以外の工事についてはカナダも含めてほとんど実績がなく、はるかに遠方の極

参考文献

- 1) 三菱地所社史編集室編：丸の内百年のあゆみ「三菱地所社史」、1993年
- 2) 三菱地所編：丸の内ビルディング技術調査報告書、1998年
- 3) 武内文彦編：丸ビルの世界、かのう書房、1985年
- 4) 日本建築学会編：近代日本建築学発達史3編施工、1972年
- 5) 内藤多伸著：日本の耐震建築とともに、雪華社、1965年
- 6) 横河民輔著：地震、金港堂、1891年



# —旧丸ビル技術調査報告—

## 「旧丸ビル」の歴史を振り返る

### 第3章 旧丸ビルの耐震性と実部材耐力実験

連載—③

三菱地所設計  
稲田 達夫

旧丸ビルが耐震性の不足が理由で解体されたのは、阪神大震災の翌々年の1997（平成9）年秋のことであった。しかし、旧丸ビルの耐震性について疑問が持たれたのは、必ずしも阪神大震災以降だけというわけではない。日常的に感じる小地震に対し、旧丸ビルが異様に揺れを感じるということは、旧丸ビルに長く勤めた人なら共通に経験したことである。また、1階のエレベーターホールの柱が幅約50cmと、極端に細いことも手伝って、旧丸ビルの耐震性に不安を感じていた人はかなりいたように思われる。事実、昭和40年代以降、幾度か耐震性に関する調査が実施されており、その結果、耐震性が不足

していた部位に対し、H形鋼によるブレース補強が施されたのは、前回の2.3.2で述べた通りである。

阪神大震災の後、複数の方法で旧丸ビルの耐震性について調査が行われたが、いずれの方法によっても耐震性は要求レベルの半分程度しかなく、補強方法も種々検討したが、建物の使用性を損なうことなく補強する方法は、ついに見いだすことができなかった。本章ではまず、阪神大震災以降に行われた耐震診断調査と補強改修に関する検討内容の概要を示す。次に、旧丸ビルの耐震性を判断する上で重要な建物外周のベアリングウォールについて、解体時に現地で実部材による載荷実験を行った

ので、その概要を報告する。

#### 3.1 大正時代の地震荷重レベルの想定

##### (1) 関東地震以前

わが国で初めての耐震規定である、市街地建築物法の耐震規定が定められたのは1924（大正13）年のことである。したがって、旧丸ビルが設計された1920（大正9）年以前には、わが国には正規の地震荷重レベルの規定はなかったことになる。試みに、当時の建物が、どの程度の地震荷重を想定して設計が行われていたかを調べてみると、以下の通りである。

##### ①旧丸ビル

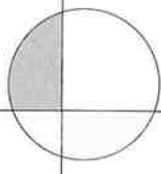
実際に構造設計を行ったフラー社



図3.1.1 日本工業倶楽部会館（竣工当時）



図3.1.2 日本興業銀行



の地震荷重の想定は分からないが、日本側の担当である山下寿郎の回顧によれば、京都大学の日比忠彦の計算法を適用し、震度0.15で、これによって生じた応力が、鉄骨の破壊強度に達するもやむを得ないという仮定のもとで試算（2.4参照）とあるから、終局強度で0.15（許容で0.05程度）を想定していたものと思われる。

#### ②日本工業倶楽部会館（図3.1.1）

関東大震災後に開催された日本工業倶楽部の第1回営繕委員会で、設計者である横河民輔が、当初、目標震度0.05で設計したと述べた記録がある。それから推定すると、許容で0.05（終局で0.15程度）を想定していたものと思われる。

#### ③日本興業銀行（図3.1.2）

設計した内藤多伸博士の回顧によれば、設計震度としては0.067を採用して設計したが、鉄筋コンクリート耐震壁を配した鉄骨鉄筋コンクリート造としたため、関東大震災に対してもほとんど無被害であったことが述べられており、それから推定すると、許容で0.067（終局で0.2程度）を想定していたものと思われる。

#### ④三菱銀行旧本館

竹中工務店が解体時に作成した建物記録があり、それによれば、震度0.3に対し短期許容応力度で設計するとある。（常時荷重と短期荷重を変えて計算する方法が一般化するの、第2次世界大戦以降のことであり、また、荷重レベルも現行基準と比べても遜色のない高いレベルを想定しており、地震に対する認識の高さは評価に値すると思われる）

以上から、①～③は許容レベルで約0.05、終局で0.15～0.2とほぼ同レベルに設定されており、当時の通常の建物を設計する地震荷重レベルの相場としては、その程度であったことが類推される。一方、④については①～③の約3倍のレベルを想定していることになるが、これは、銀行本館という特殊用途を考慮したレベル設定であったものと思われる。

### (2) 関東地震以降

それでは引き続き関東大震災被災以降、建物を設計する際にどの程度の地震荷重を想定するようになつたか、調べてみることにしたい。

#### ①市街地建築物法

市街地建築物法で初めて地震荷重レベルに関する規定が制定されたのは、1924（大正13）年のことである。その際必要とする耐震レベルとしては、終局強度で震度0.3程度と想定して、許容レベルで震度0.1が定められた。

#### ②旧丸ビルの耐震補強設計

同時期に行われた旧丸ビルの耐震補強設計について、内藤多伸博士が行った試算が震災予防調査会報告の中に記述されており、それによれば震度0.3とした時の応力に対し、部材終局強度以下であるとしている。

#### ③日本工業倶楽部会館の

##### 耐震補強設計

第1回営繕委員会における横河民輔の説明によれば、耐震補強設計については震度0.1で許容応力度以下を目標とする、というのが記録に残っている。

以上から推定すると、関東大震災

の経験から得た大地震時における設計外力レベルの想定としては、大震災以前のレベルの約2倍の、終局強度で震度0.3（許容で震度0.1）というのが、相場となったようである。

### (3) 現行レベルとの比較

以上のように、関東大震災が、それまでのわが国の地震荷重レベルの認識に対し、極めて大きな影響を与えたことは、間違いないようである。しかし一方でいえば、せん断破壊に対する認識が薄く、靱性確保という概念もそれほど鮮明ではなかった当時の状況を考慮すれば、当時の建物の現行の耐震診断基準を適用すれば、Is値が0.3程度しか確保されていないことは容易に予測がつくことである。Is値で0.6を目標レベルと置く現行の耐震基準を当時の建物が満足できないことは、致し方のないことといえる。

このような問題は、実は今日の建物にも当てはまる。つまり、地震や風といった外力は基本的に自然現象であり、常に未知な部分を抱えながら、今日に至っているという現実がある。構造規定の歴史を見ても、日本のどこかに新たな大地震が起こるたびに新しい事実が発見され、そのつど耐震規定が改訂されてきた歴史もある。構造技術が完全となることがないと考えれば、このようなことは今後とも起こり続けるはずのことである。

### 3.2 耐震診断結果と補強案の検討

阪神大震災の後に行われた旧丸ビルの耐震診断調査は、2段階に分けて行った。最初は、新耐震基準に基

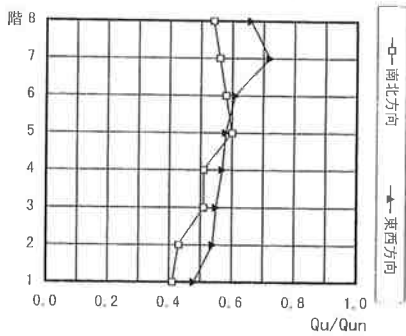


図3.2.1 各階の保有耐力と必要保有耐力の比  
( $D_s=1$ 階0.45、2階0.40、3階0.35。  
 $SD=1.2$ 、 $T=0.65$ )

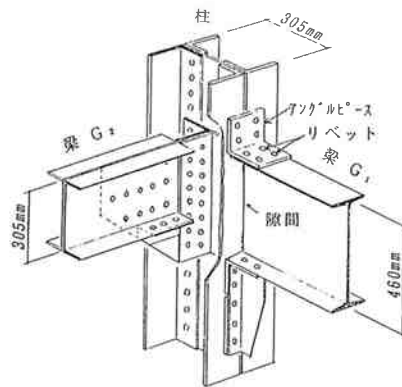


図3.2.2 鉄骨柱・梁接合部

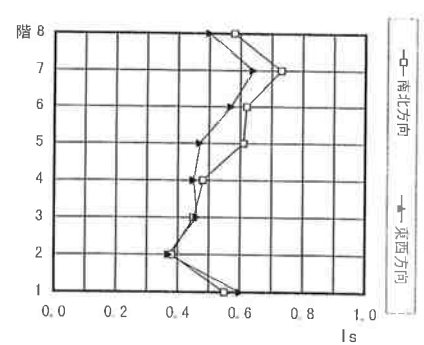


図3.2.3 2次診断による各階のIs値  
( $SD=1.2$ 、 $T=0.93$ )

づいた保有耐力検定法に基づく方法で、三菱地所が行った。第2回目の診断は、1995（平成7）年12月に施行された耐震改修促進法の技術指針に沿う形で、2次診断法によって行われた。診断の判定は公正さを期すため、日本建築防災協会（以下、建防協）の判定を仰ぐこととした。

それぞれの結果に対して補強改修の方法を検討したが、耐震補強法としては免震工法や制震工法も考慮すべきであるとの観点から、振動応答解析法による検討も行い、その可能性を検討している。以下に、それぞれの検討結果を示す。

### (1) 新耐震基準に基づく方法

阪神大震災後に行った第1回目の耐震診断は、新耐震基準に基づく保有耐力検定法による。ただし、コンクリート等の材質の経年劣化や関東地震被災による損傷による劣化の影響を考慮するため、耐震診断基準から経年劣化指標を借用した。

経年劣化指標としては、コンクリート等の材質の経年劣化の影響を考慮して0.8（1次診断用）、さらに地震被災による損傷の影響を考慮して0.8とし、それらを掛け合わせて0.65とした。また、同じく耐震診断基準

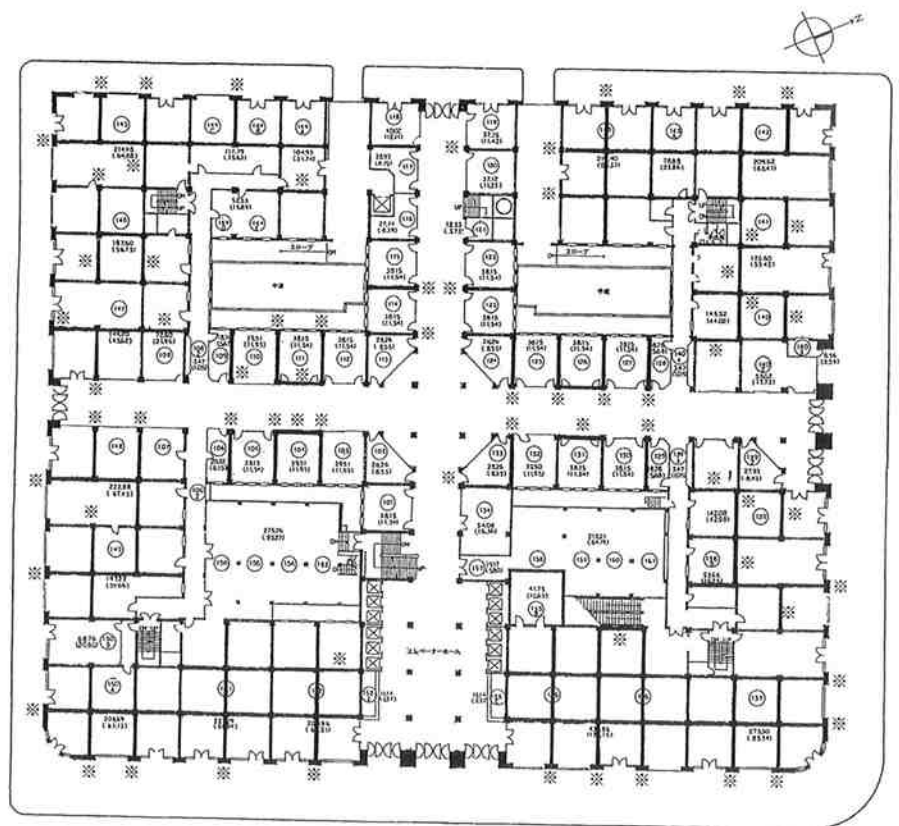


図3.2.4 耐震二次診断による補強案（1階平面図）

から、地下階の存在による形状指標を借用して、1.2とした。構造種別はSRC造とみなして保有水平耐力を求めた。

算定した保有水平耐力と必要保有水平耐力の比（図3.2.1）から明らかのように、現状における旧丸ビルの耐震性能は必要レベルに対し格段に劣っていることが分かる。

### (2) 2次診断による方法

第2回目の診断は、耐震改修促進法に沿う形で、1996（平成8）年初頭に実施された。結果については公正を期すため、建防協に判定を仰ぐことにした。

診断法としては、当初は、より精密な3次診断法で行う予定であった

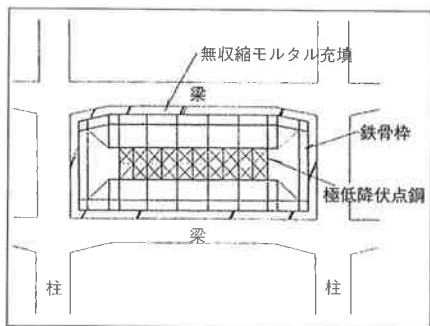
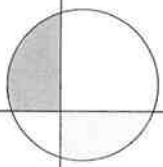


図3.2.5 制震壁の概念図

が、建防協の判定部会から、

- ①柱・梁接合部(図3.2.2)の性能は評価不能であるから、2次診断によること。
- ②主たる耐震要素である外壁架構は補強されたRC部に比べて鉄骨が矮小であるから、RC診断基準によること。
- ③震害のような見えない不安要因は算入せず、経年劣化は目視による評価とすること。(その結果、経年劣化指標は0.93となった)
- ④外柱は極脆性柱であるが、第2種構造要素(破壊によって上部の荷重が支えられない要素)とはみなさない。

との見解が示された。これらの方針に沿って2次診断を行いIs値を算出したが、結果は通常の見積り値0.6を大幅に下回る値となった(図3.2.3)。

以上に加えて、建防協の判定書では、補強計画に当たって以下の留意事項も付加された。すなわち、

- ①極脆性柱の破壊形式の改善に努めること。
- ②柱、梁接合部の形状、震災後の未補強部位の存在、そして杭基礎の耐力などの影響を適切に考慮すること。

これらを受けて後日、当社が行った補強検討では、①②の不安要因を

表3.2.1 地震応答解析結果(単位:ガル)

	無補強	ブレース補強	制震壁補強
外柱剪断破壊	130		290
層崩壊	230	340	400以上

総合的に補うことを目的として、目標Is値を0.75に上げることにした。

### (3) 耐震補強改修方法の検討

(1)(2)のそれぞれの結果に対し、耐震補強改修の可能性を検討した。まず、通常の鉄骨ブレース等による補強の可能性を検討した。(2)の検討結果を図3.2.4に示す。(1)の結果もほぼ同様であるが、図から明らかのように、ほとんどの柱の間にブレースが必要となり、到底貸しビルとしては機能し得ないのがわかるであろう。

### (4) 地震応答解析による検討

耐震補強方法としては、ブレースによる方法以外にも、免震工法や制震工法など多様な方法が考えられる。免震工法は、入力する地震エネルギーを足元で断ち切るという点で、上部構造に手を加える必要が少なくなり優れた方法である。しかし、旧丸ビルの場合には、建物がほぼ敷地一

杯に建てられているため、変位のクリアランスを確保することができず、その採用は不可能と判断した。

制震構造については、地震応答解析を行うことによって、その可能性を検討している。

応答解析には曲げせん断型弾塑性立体振動モデルを用い、復元力は通常の柱梁架構は1/150、RC壁は1/250、極脆性柱は1/500の層間変形角で最大耐力に達し、その後は耐力低下すると仮定した。地震波はEL CEN

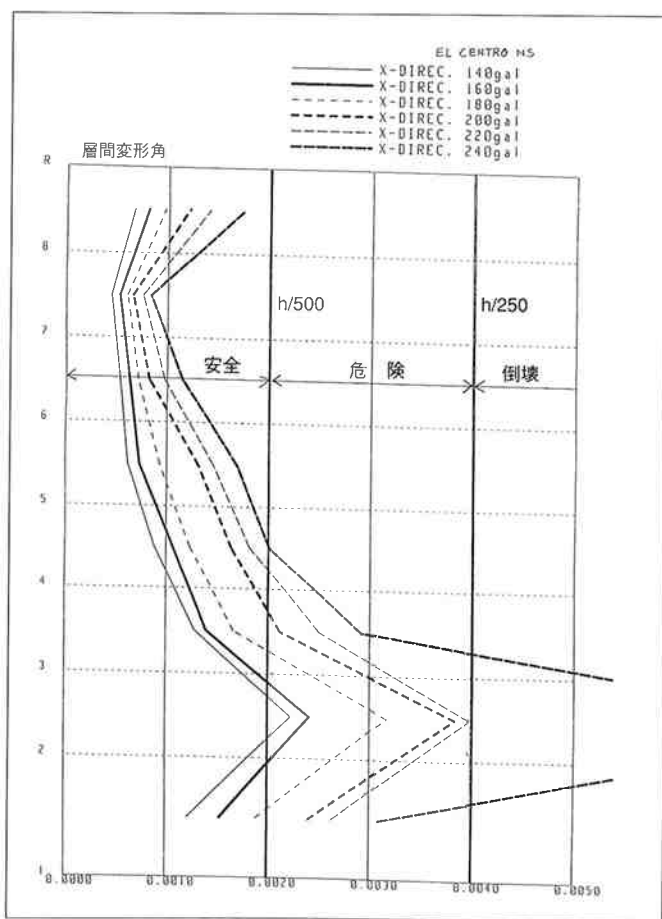


図3.2.6 無補強の場合の各階層間変形角

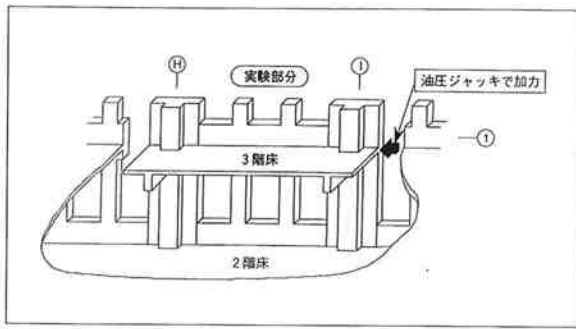


図3.3.1 実部材実験模式図

TRO NSを用い、変形が発散するまで最大入力加速度を20ガルずつ大きくして、発散するまで繰り返し解析を行った。

解析結果としては、無補強の場合には、130ガルで外周の極脆性柱のせん断破壊が起り、230ガルで層崩壊が生じる。ブレース補強した場合にも、340ガルで層崩壊が生じることになり、これを見た限りでは、十分な補強効果が得られたとは言い難い結果となっている。ブレース補強をすべて図3.2.5に示すような制震壁に置き換えた場合には、290ガルで外周柱にせん断破壊が生じるが、400ガル以上でも層崩壊は起こらない結果となっている(表3.2.1)。

しかし、いずれにせよ、この程度の性能では置き換えた制震壁の枚数を大幅に減らすことは不可能であり、旧丸ビルを耐震補強改修することは困難との結論が下されたのである。

### 3.3 実部材耐力実験

さて以上のような検討の末、遂に旧丸ビルは取り壊されることになったが、耐震診断調査を進めるにおいて一つ気懸かりであったのは、外周の極脆性柱と評価されたベアリングウォールの性能が、検討結果と整合しているかという問題であった。外

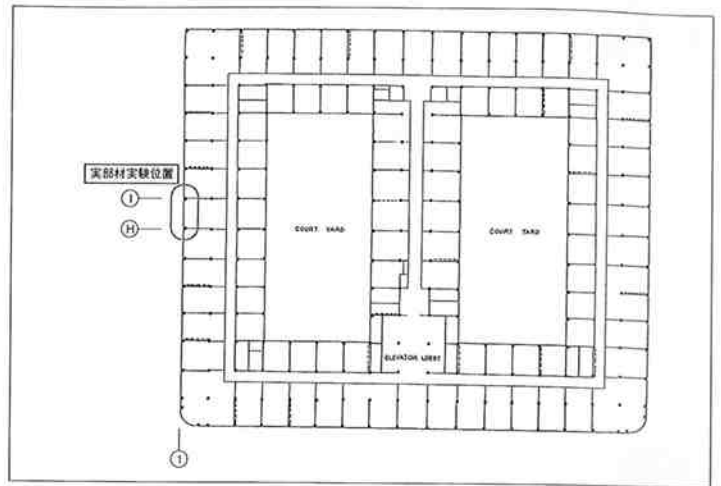


図3.3.2 実部材実験位置

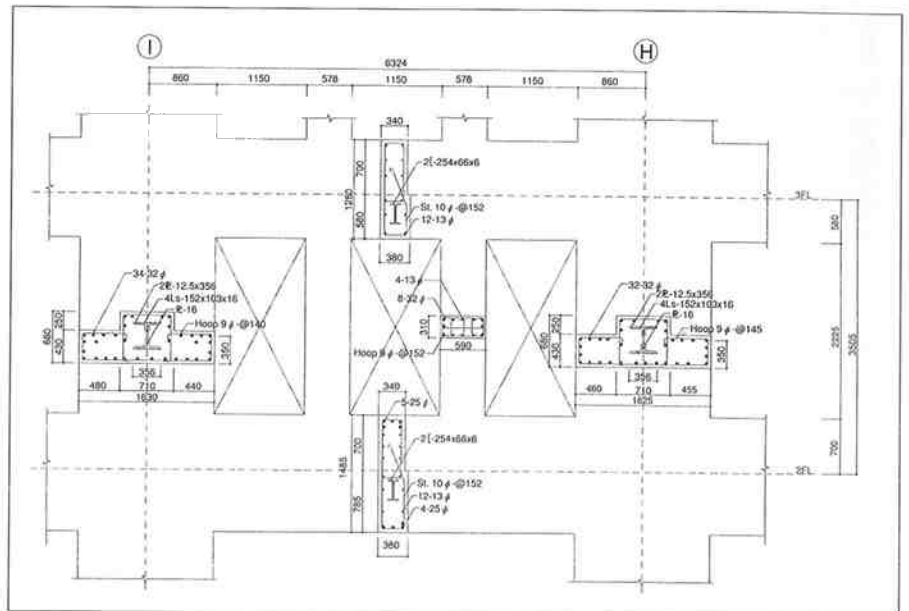


図3.3.3 実験部分の柱・梁断面リスト

周のベアリングウォールは、関東大震災の後、大々的に耐震補強が施された部位であり、せん断補強筋は少ないものの、主筋には $\phi 32$ mm筋が多数使われており、どのような崩壊形になるか予想の難しい部位であった。その耐震性能がどのようなものであったかを、実際の建物を通して把握することは、補修補強技術の観点からみても重要と考えられた。

また、当初、鉄骨煉瓦造という構造形式でスタートした旧丸ビルが、

2回の地震被災を経て、最終的にSRC造の原型とも思える構造形式に決着したという歴史を踏まえた時、その耐震性能がどのようなものであるかを調べることは、建築構造工学的観点からの意義は大きいと判断した。

以上のような考察を経て、旧丸ビル解体に際し、外周のベアリングウォールについて、その耐震性能の把握を目的として、実部材の耐力実験を行うことが計画された。以下に、



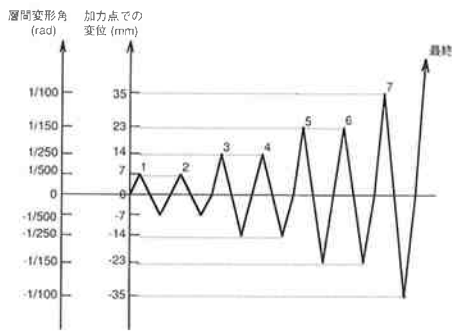
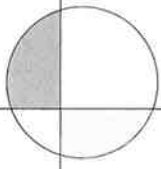


図3.3.4 加力履歴



図3.3.5 1 通り柱の最終破壊状況

その概要を記す。

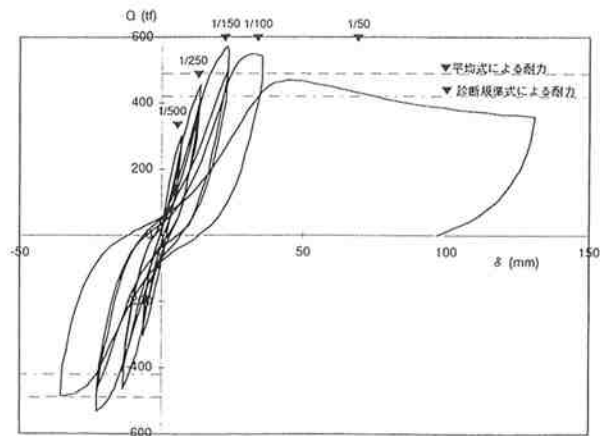
### (1) 調査の方法

解体工事を進めるに当たり、図3.3.1に示すような1層1スパンの実験部位を解体現場で切り離し、引き続き現地で左右の躯体と実験部位との間に油圧ジャッキを設置することによって、正負繰り返しによる静的水平加力実験を計画した。

本来の荷重条件は、柱に上階の荷重がかかっている状態であることが望ましい。現地でそのような荷重をかけるためには、一つの方法としては上階の解体を行わず、そのまま実験を行うことも考えられる。しかし、この場合、最悪の場合には、建物の

表3.3.1 各加力段階における損傷・破壊状況

加力	損傷・破壊状況
±1/500	ひび割れ観察されず
±1/250	柱にせん断ひび割れ発生
±1/150	柱のせん断ひび割れ本数増加・ひび割れ幅増大
±1/100	柱の仕上げモルタル一部剥落
最終	柱のかぶりコンクリート剥落、鉄筋露出



[主柱の強度計算式]

$$\text{診断規準式} : Q_u = \left\{ \frac{0.053 \rho^0.23 \cdot k_{cs}(180 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_n \right\} b \cdot j + i Q_s$$

$$\text{平均式} : Q_u = \left\{ \frac{0.068 \rho^0.23 \cdot k_{cs}(180 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_n \right\} b \cdot j + i Q_s$$

[間柱の強度計算式]

$$\text{診断規準式} : Q_u = \left\{ \frac{0.053 \rho^0.23 (180 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_n \right\} b \cdot j$$

$$\text{平均式} : Q_u = \left\{ \frac{0.068 \rho^0.23 (180 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_n \right\} b \cdot j$$

注) 式中の記号は、SRC耐震診断基準あるいはRC診断基準による。

図3.3.6 荷重-変形関係と耐力計算値の比較

予期せぬ崩壊につながることもあり得るので、大変に危険である。それで、ここでは上階の荷重条件に拘るのはやめて、上階の躯体を撤去の後、実験を行うこととした。

なお、当初は実験部位を現場から完全に切り離し、研究施設に輸送して理想的な荷重条件の基で実験を行うことも検討したが、実験部位の重量が大きく切り離して輸送することは困難と判断し、解体現場で実験を

行うこととした。

図3.3.2に実部材の実験位置を、図3.3.3に実験部位の柱梁の断面形状を示す。

### (2) 加力・測定方法

加力装置は1000tfジャッキで、3階梁レベル位置に2台設置する。図3.3.4に示すような載荷サイクルで、変形制御の正負繰り返し加力を行う。加力履歴の各変形は変形形によって

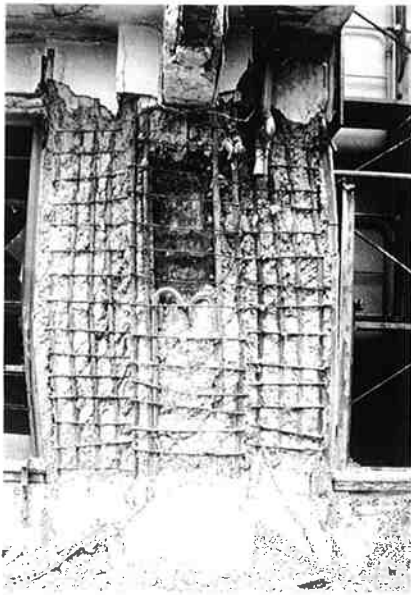


図3.3.7 主柱の補強配筋の状況  
(実験後、コンクリートをはつり取ったところ)

測定する。また、載荷荷重はジャッキに取り付けた油圧センサーによって測定する。

### (3) 調査結果

#### a) 破壊性状および荷重変形関係

各加力段階での損傷・破壊状況を表3.3.1に示す。最終的な破壊性状は主柱および間柱ともにせん断破壊であった(図3.3.5)。

図3.3.6に荷重変形関係を示す。±1/500の加力では、ほぼ弾性的な性状を示し、繰り返しの強度低下もほとんど見られない。±1/250の加力では徐々に剛性低下し、繰り返しの履歴ループが逆S形を示し始める。±1/150の加力で最大荷重を示し、同変形の繰り返し加力で強度低下、逆S形ループが目立つ。しかし、±1/100加力時の荷重低下はそれほど顕著ではなく、その後の大変形時にもせん断破壊に伴う急激な荷重低下は見られなかった。荷重が最大荷重の80%に低下した時



図3.3.8 実験終了後の関係者による記念撮影(前列中央が筆者)

の変形は54mm、層間変形角で1/64であった。

#### b) 最大耐力

架構の最大耐力は、第5加力サイクルの正側、層間変形角1/152時の荷重572.1tfであり、この荷重を平均せん断応力度に直すと27kgf/cm<sup>2</sup>であった。崩壊形は、せん断破壊であったので、この値と耐震診断基準の終局せん断強度の計算値を比較する。強度計算の仮定は以下である。コンクリートと鉄の材料強度は、材料試験結果を参照して求める。また、診断基準の強度式は実験結果の下限值に対応する値であるので、強度式を一部変更し、平均式についても検討を行った。

結果としては、最大耐力は診断基準式による計算値の1.36倍、平均式による計算値の1.17倍を示した。

### (4) まとめ

旧丸ビル解体時に、建物の2階において1層1スパン1構面の架構を周辺躯体から切り離して、実部材による現地実験を行った。その結果、以下の結論が得られた。

- ①架構の破壊形式は柱のせん断破壊であった。
- ②最大耐力は572.1tfであった。この

値と耐震診断基準の柱せん断強度式の計算値を比較すると、下限式は過小評価となったが、平均式は比較的よい対応を示した。

③最大耐力後の変形能は、せん断破壊する一般的な柱部材より優れていた。理由としては、実験架構に長期軸力を作用させることができなかったことが挙げられる。

以上から本実験によって、旧丸ビルの耐震診断で用いた外周ベアリングウォールに対する考え方は、おおむね妥当であったと判断された。

### 参考文献

- 1) 大橋雄二著：日本建築構造基準変遷史、日本建築センター、1993年
- 2) 三菱地所編：丸ノ内ビルディング技術調査報告書、1998年
- 3) 三菱地所編：日本工業倶楽部会館歴史調査報告書、2001年
- 4) 竹中工務店編：三菱銀行旧本館解体に伴う建物記録、1978年
- 5) 内藤多伸著：日本の耐震建築とともに、雪華社、1965年
- 6) 山田周平著：丸ビルの取り壊しの根拠が判明、日経アーキテクチュア、1997年5月5日号

# —旧丸ビル技術調査報告—

## 「旧丸ビル」の歴史を振り返る

### 第4章 旧丸ビルの固有周期と松杭

連載—④

三  
菱  
地  
所  
設  
計  
稲  
田  
達  
夫

#### 4.1 旧丸ビルの固有周期特性

##### 4.1.1 大正時代に行われた固有周期測定

現在、われわれが行っている振動応答解析の考え方は、一体いつ頃から始まったのだろうか。試みに数値解析の解説書を繙いてみると、1930年代には振動問題にマトリクス法を適用した事例があるとの記述がある。このことから推測すると、現在、われわれが行っているような地震時の建物の挙動を振動問題として扱う考え方は、起源は意外と古いのかもしれないと思われる。

1927（昭和2）年に齊田時太郎が「建築雑誌」に書いた、「丸ノ内ビルディングの構造と振動」という論文の中に、大森房吉らが旧丸ビルの施工中から関東地震後の耐震補強完了

までの間、観測した旧丸ビルの固有周期の測定記録がある（表4.1.1）。それによれば、当初0.9秒程度であった旧丸ビルの固有周期が浦賀水道沖地震で損傷を受け1.1秒程度に延び、補強工事を施すことにより0.7秒程度に固まったものが、関東地震により、また1.1秒に延びるという具合に、最終的に補強が完了して0.5秒程度の固有周期に落ち着くまでに、幾度も変動しているのが分かる。

これで見ると、スケルトンとしての鉄骨造の固有周期は1.1秒程度であったということであろうか。煉瓦造部分が壊れることで、エネルギーを吸収し、構造体の健全性を確保するという意味で、損傷制御設計になっているようにも見えて興味深い。

大森は、当時の代表的な地震学者の一人であるが、建物の固有周期が短いほど耐震性が高いという仮説を立てて、多くの建物の固有周期測定を行っていた。この考えには、佐野利器をはじめ当時の多くの構造学者が賛同し、やがて当時の耐震構造設計の主流となる剛構造論に帰結していくのである。

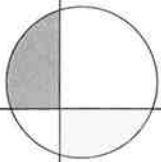
##### 4.1.2 柔剛論争と旧丸ビル

佐野らが剛構造論を唱えたのに対し、それに反論したのが真島健三郎であった。当時、佐野は東京帝大建築学科教授であると同時に、帝都復興院の建築局長を兼務していた。一方の真島は海軍省建築局長であり、いずれも我が国建築界で要職を務める実力者であった。

真島は、佐野が言うように建物の剛性を上げて強度を増すことによって地震に対抗しようとするのは得策ではなく、むしろ剛性を下げて柔らかくすることによって地震動との共振を避けた方が合理的であると主張した。また、佐野が提唱する震度法のように動的な挙動を静的な計算で説明しようとする方法は合理性に乏しく、振動論として扱うべきである

表4.1.1 丸ビルの固有周期

観測年月	時期	東西方向	南北方向	測定者
大正10年12月	工事中	1.11秒	1.14秒	大森房吉博士
同11年2月	殆完成地震前	0.89	0.94	同上
同11年5月	浦賀沖地震直後	1.09	1.01	同上
同11年11月	補強完成後	0.67	0.71	同上
同12年9月	関東大地震直後	1.11	1.18	同上
同15年5～7月	補強完成後（平均値）	0.50	0.48	齊田時太郎



ことを強く主張したのである。これらの論争は建築雑誌の他、一般の新聞紙上でも取り上げられた。その詳細については大橋雄二氏の著作である『日本建築構造基準変遷史』で詳しく述べられているので、ぜひ一読されることをお勧めする。

その論争の中に旧丸ビルが登場するので、ここでは、その部分についてだけ引用する。すなわち、佐野は真島の柔構造論に反論して「要するに可及的に構造を剛にし周期を出来るだけ小にするの確実なるを信ずるのであります。なるべく剛とし周期を1秒より遙かに小となされれば1秒前後の周期を有する地震に対して、物部、末広、真島諸博士その他弾性振動論者の誰にも驚かさず、丸ビルの修理が即ちそれである。」と、剛構造論の実例として、旧丸ビルの改修設計を取り上げているのである。

結局、我が国は震度法を基本とした構造設計法が定着することになったわけであるから、論争は剛派の勝利に終わったことになる。ただし、その論点については、今としてみると柔派の方に分があるようにも見えるので興味深い。このような論争が起こった背景としては、震災で疲弊した首都東京をできるだけ速やかに復興することを求められた佐野に対し、優良な海軍の建築を先進的な技術で設計することを指向していた真島とでは、その立場において大きな違いがあったことが上げられると思う。また、鋼材生産において、米国とでは雲泥の差があった我が国においては、建設業界で使用できる鋼材量には自ずから限りがあり、コン

クリートで固めた剛な建物を推奨することが、現実的であったという側面もあると思われる。

ちなみに、柔構造を推奨したのは真島らが最初というわけではなく、さらに歴史を遡る1891（明治24）年に、濃尾地震を調査した横河民輔が『地震』という著作の中で、同様の見解を述べている。すなわち、建物が地震に抗するための方法としては、建物を剛とし強度を増すことで地震

に対抗する「耐震構造」と、建物の基礎下に鉄丸等を敷き詰めることにより地震力を柔軟に受け流す「消震構造」があることを述べている。そして本来、我が国の伝統的木造建築の多くは後者の考えに基づいていることを指摘し、暗に柔構造論の優位性を述べている。このように見ると、我々が今日行っているような振動論を基本とした設計の考え方は、実は歴史的に見ればかなり早い時期

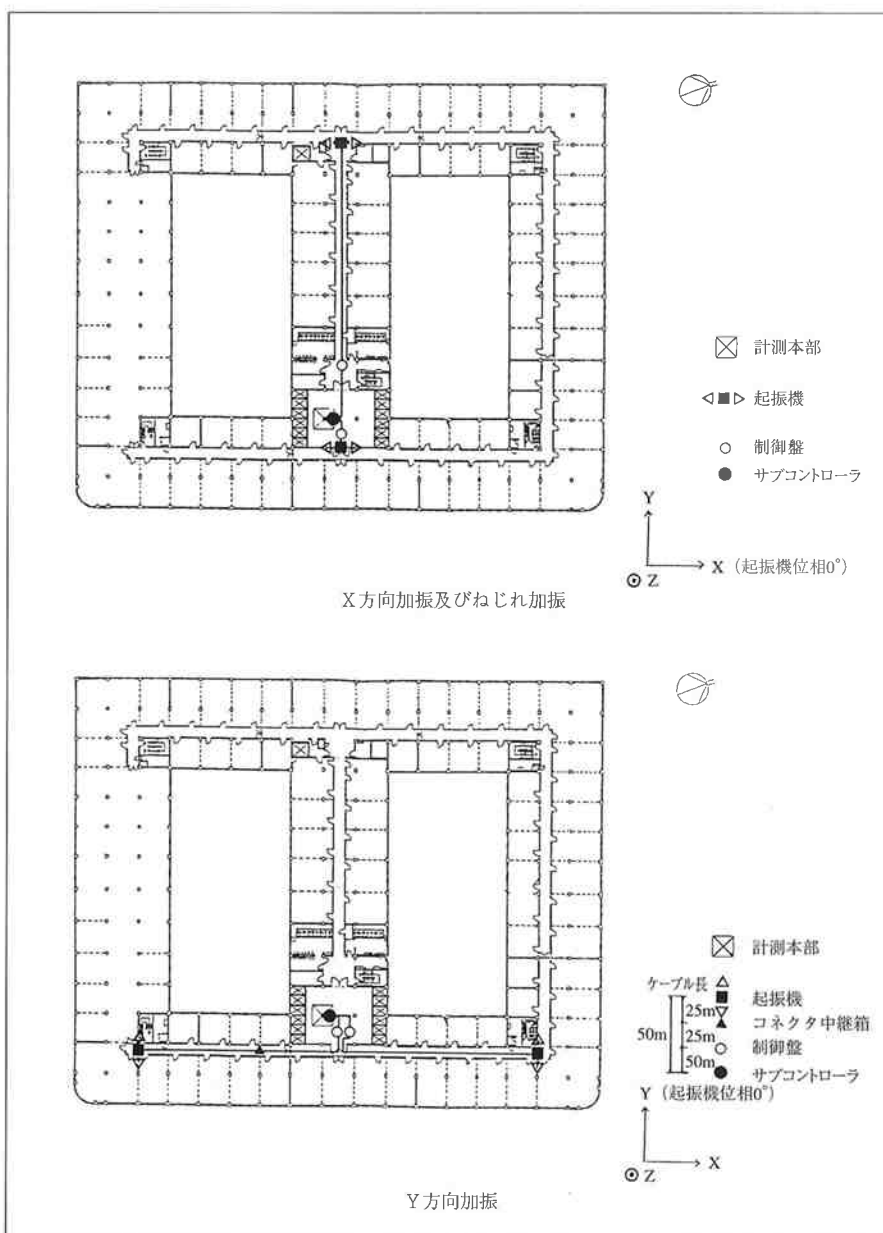


図4.1.1 起振機の配置（8階）

表4.1.2 主要モードの固有振動数（周期）、減衰定数一覧

方向	地盤-建屋 連成モード	固有振動数	固有周期	減衰定数
並進X	1次	1.68 Hz	0.60 秒	7.6 %
	2次	2.68 Hz	0.37 秒	5.9 %
並進Y	1次	1.76 Hz	0.57 秒	5.8 %
	2次	2.73 Hz	0.36 秒	8.8 %
ねじれ	1次	1.97 Hz	0.51 秒	3.6 %
	2次	2.84 Hz	0.35 秒	7.7 %

に、その基本的考えが存在していたことが見てとれるのである。

#### 4.1.3 解体時に行った調査

さて、その旧丸ビルの固有周期であるが、最終的には解体時にどの程度であったのか調べておくことは、以上のような経緯を見ても極めて重要と考えられた。具体的には、建物の振動特性（X、Y方向並進及びねじれの固有周期、各振動モード、減衰定数）を把握することを目的として起振機加振実験を行っている。また、併せて常時微動測定を行っている。

##### a) 調査の内容

###### ①常時微動測定

起振機加振実験の各ケースの前後で、常時微動を測定した。また、測定初日には、関東大震災後の改修工事終了後の1926（大正15）年5～7月に行われた微動測定結果との比較に供するため、当時の測定場所付近（8階北西側、8階南西側、1階北西側の3カ所）に一時的に測定点を配置して常時微動を測定した。

###### ②起振機加振

8階床上に3tonf起振機を2台設置して強制加振を行った。加振は、2台の起振機の同位同期運転による並進加振（水平2方向の2ケース）、および逆位同期運転によるねじれ加振（1ケース）の3ケースを行った。起振機の設置位置を図4.1.1に示す。

##### b) 調査結果及び考察

表4.1.2に測定によって得られた主要なモードの固有周期、減衰定数の一覧を示す。実験の結果、以下のことが明らかになった。

###### ①X方向、Y方向、ねじれ1次の固有

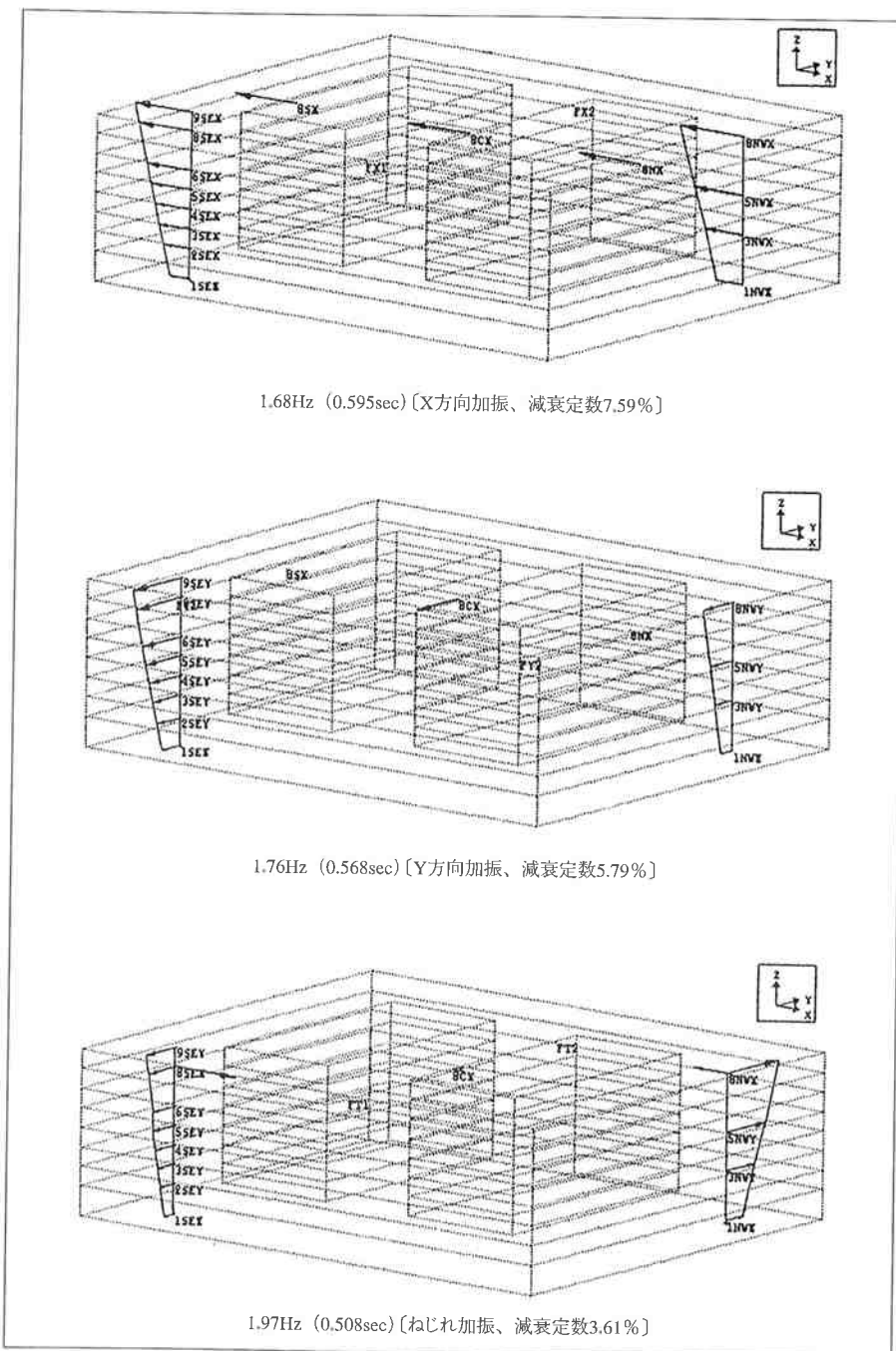


図4.1.2 固有振動モード



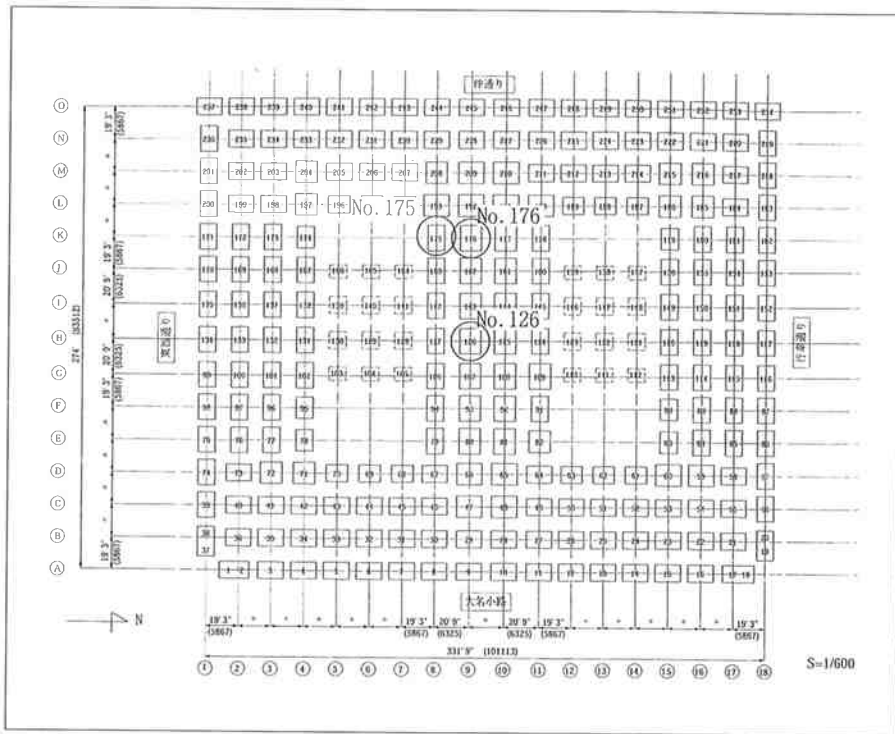


図4.2.1 松杭引抜き調査位置

振動数（周期）はそれぞれ1.68Hz（0.6秒）、1.76Hz（0.57秒）、1.97Hz（0.51秒）であった。これらの結果は、起振機加振実験の前後に行われた常時微動測定結果とよく対応しており、表4.1.1に示す関東大地震後の補強改修工事完了直後の常時微動測定結果と比べると、やや長周期化していることが確認された。

②1次の固有モードを見てみると、1階部分の振幅成分も結構大きく、地盤と建屋の連成効果の影響が比較的大きな振動特性を有していることが確認された。（図4.1.2）

③X方向、Y方向、ねじれ1次の減衰定数は、7.6%、5.8%、3.6%と、比較的大きな値を示した。これは、地盤との連成効果の影響が大きいことから、地下逸散減衰の影響が反映されて、大きくなったものと推定される。

④並進1次、2次及びねじれ1次、2次

モードでは、平面的に剛体運動することを確認した。また、3Hz以上には、短辺・長辺の平面形が弓形に変形するモードや、平面形が平行四辺形に変形するモードなど、多様なモードの存在が確認された。

## 4.2 旧丸ビルの松杭

### 4.2.1 旧丸ビルの地盤

第1章でも述べたように、旧丸ビルでは建設に先立ち地質調査が行われており、地盤状況の確認が行われ

ている。それによれば、支持地盤はGL-19~20mの東京礫層（砂礫層）であり、その上部の地層はシルト質の軟弱地盤であった。固有周期測定で、地盤との連成効果の影響が大きく、減衰定数も大きめであった理由として、この軟弱地盤の存在が上げられると思う。

当時の我が国では、杭の打設が必要な場合には、多くの場合、国産の松が使用されており、長さも4~4間半程度のもものがほとんどであった。しかし、旧丸ビルの場合には、建物の規模も大きく、支持層も比較的深いことから、日本で初めて北米産の米松が使用されたと言われている。

### 4.2.2 旧丸ビルの松杭

旧丸ビルで使用された松杭は、北米産のダグラス・ファーとオレゴン・パインであり、地下1階床下から打設し、杭先端が支持層に到達することを想定して、50フィートのものが1350本と45フィートのものが4093本使用された。当時の工事日誌によると、5143本は米国より輸入され、残り300本は、同じくフラァ社が施工を担当していた郵船ビルの現場から引き受けられたとある。

基礎杭打ちには、スチームハンマ

表4.2.1 杭間隔一覧

	No. 126	No. 175	No. 176	設計図
N S 方向	768mm	673mm	764mm	762mm
E W 方向	785mm	716mm	768mm	(30in.)

表4.2.2 スラブ天端と杭頭とのレベル差

	No. 126	No. 175	No. 176
実測値	1621mm	2585mm	1613mm
設計図	1626mm	2591mm	1601mm

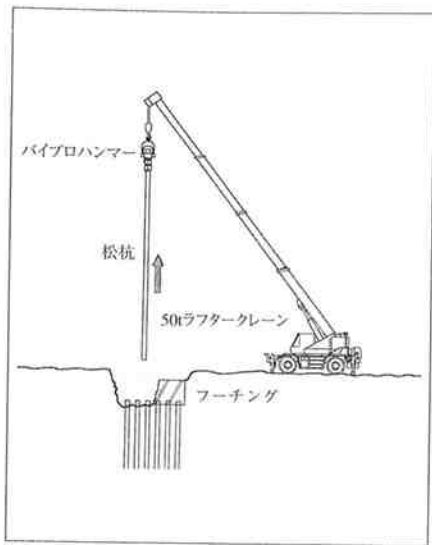


図4.2.2 松杭引抜き状況図

一と駆動機関として双胴式巻き上げ機付きボイラー一式が2台使用され、そのためにそれぞれ木製の高いやぐらが組まれた。当時の工事日誌によると、杭打ちは2班で平均50~60本程度/日のペースで進捗しており、実働120日足らずで打設を完了した。

#### 4.2.3 松杭の引き抜き調査

旧丸ビルの地下解体にあたり、松

杭の間隔、杭頭レベルを測定した後、パイプロハンマーを用いて松杭を合計30本引き抜き、杭径、間隔、釘引き抜き試験の他、各材料試験を実施した。

##### a) 松杭の間隔

図4.2.1に示す3カ所のフーチングについて、コンクリートをはつとり、杭本数、配置を図面と照合し、その杭の間隔を測定した。

杭間隔測定結果を表4.2.1に示す。No.175はやや設計図よりピッチが細かくなっているが、他の2つはほぼ図面通りであることが確認された。

##### b) 杭頭レベル測定

杭間隔の調査に引き続き、同じく3カ所のフーチングについてスラブ天端を基準として、杭頭レベルの測定を実施した。測定は各フーチング毎に適宜3~4本選び、レベルを測定し、その平均値を計算した。

スラブ天端と杭頭のレベル差の測定結果を表4.2.2に示す。フーチング下端レベルの測定結果から、杭の

埋め込み長さを求めると、設計図では30in.(152mm)となっているのに対し、121~194mmであった。

##### c) 杭長、杭径、腐食度

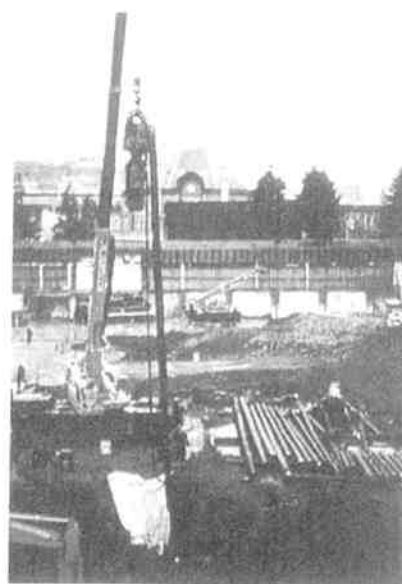
杭間隔、杭頭レベルの確認後、50tラフタークレーンにパイプロハンマーを取り付けて杭頭を掴んで引き抜きを行った。引き抜き作業は3日間で、合計30本の杭を引き抜いた。(図4.2.2、図4.2.3)

引き抜きの手順については、まずパイプロ先端を杭で挟み、その状態で数分程度パイプロを振動させて、杭周辺の土の摩擦を切り、クレーンで杭を引き上げるという手順で行った。1本の杭を引き抜くのに要した時間は、平均して10分程度であった。

表4.2.3に杭長、杭径の測定結果を示す。杭長は13.4~14.1mの範囲に、杭径は平均すると上から300、250、200mmという測定結果となった。釘引き抜き試験によって松杭の腐蝕度を調べたが、その結果、腐食が進行している徴候は、ほとんど見



(a)引抜き状況1



(b)引抜き状況2



(c)松杭

図4.2.3 松杭の引抜き作業

表4.2.3 杭長・杭径

杭番号	杭長	杭径 (上)	杭径 (中)	杭径 (下)
175-6	14.105	269	224	201
175-5	14.052	305	248	209
176-11	13.412	310	273	198
176-5	13.602	296	252	221
175-2	13.570	287	244	208
平均	13.748	293	248	207

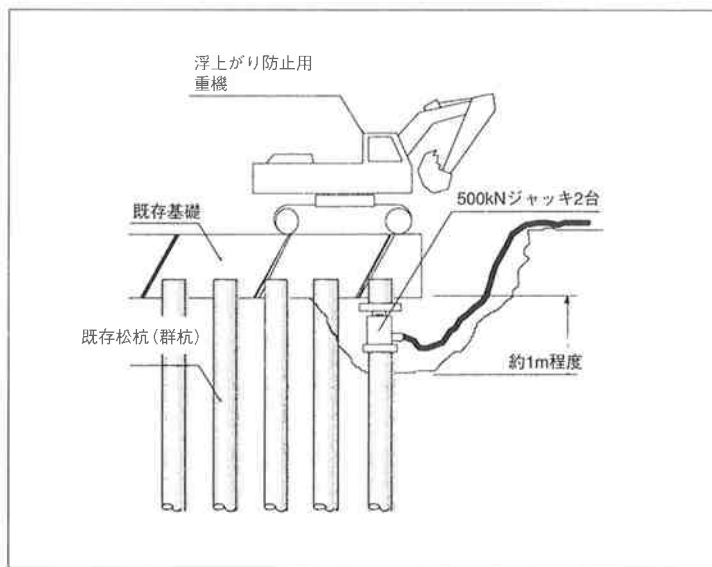


図4.2.4 鉛直載荷試験概要図

られなかった。

#### 4.2.4 松杭の鉛直載荷試験

杭の引き抜き前の群杭状態で、単杭の鉛直載荷試験を3本行い、松杭の支持力特性を調査した。試験概要図を図4.2.4に示す。ちなみに、杭1本当たりの長期支持力は、147kNで設計されていた。

試験結果を表4.2.4に示す。3本の杭の平均値は、降伏荷重が588kN、極限荷重が718kNであった。長期鉛直支持力を極限荷重の1/3とすると237kNとなり、設計支持力を大きく上回っていたことが確認された。

### 4.3 不同沈下測定

さて、それでは支持杭として設計され、そのために米国から輸入された旧丸ビルの松杭は、70年を超える期間旧丸ビルを支えてきたわけであるが、その地業としての効果はどの

ようなものであったのか。解体前に、不同沈下の有無について測定を行っているので、その概要を報告する。

#### a) 測定の方法

T.P. (東京湾平均海面高) を基準とし、図4.3.1に示す1、3、4階の各階9地点について最寄り柱脚際の4点を選定し、その仕上げ面のレベルをオートレベルで測定し、平均値をそのポイントの測定値とした。

#### b) 測定結果

表4.3.1に測定結果の一覧を示す。おのおのの値は、全体の平均値からの上下レベルの寸法を示している。測定結果から、階に関わらず同じような傾向の計測値を示すのはF地点だけであり、平均レベルから約-12mmであった。F地点周りは部分的に沈下が起こった可能性がある。一方、その他の地点については階を通しての様な計測結果の傾向は見られず、不同沈下が生じていたとは考えにくい結果となった。

### 4.4 松杭の再生

さて、旧丸ビルを長年にわたり、しっかりと支えてくれた松杭5443本を、掘り出した後どうするかは、大きな問題であった。30本は研究等の供試体として引き抜いたものの、さらに残りすべてを同様に引き抜くことはコストも時間もかかり、また地

表4.2.4 鉛直載荷試験結果

	1本目	2本目	3本目
降伏荷重 $P_y$	568kN	617kN	578kN
極限荷重 $P_u$	686kN	735kN	735kN
試験時最終状況	P=686kNで荷重が保持できず試験終了	P=735kN時に杭の傾きが進み試験終了	P=784kNに上げてすぐに荷重が保持できず試験終了

盤が緩んでしまうことから工事を進める上でも得策ではない。逆打ち工法を進める中で、横から折り取りながら掘り出すことになるが、それは3m程度の長さになってしまう。製材して使えないかなども検討したが、長さも短く、腐食が進んでいな

いとはいえ、やはり土の汚れが表面からかなりの深さにまで染み込んでおり、試しに実際に製材してみたが、やはり売り物にするには難しい。それで、一部は新しい丸ビルの家具等に使うこととし、残りは紙の原料として再利用することを検討した。

チップにするにしても、表面の汚れはかなり酷く、洗浄が必要である。それで、新しい丸ビルの新築JVを初めとし、島田製材や東海パルプ等の協力を得て、何とか搬出洗浄の後、チップにしてクラフト紙に再生することができた。ちなみに、松杭5443本から再生される紙の量は約1000<sup>t</sup>で、これは日本人4000人が一年間に使用する紙の量に匹敵するとのこと。実際には、丸ビルの松杭だけを使用して紙を作るのではなく、様々なチップをブレンドして紙にするということなので、多分丸ビルの松杭が、ノートや紙袋、茶封筒として生まれ変わり、多くの人々の手に渡ったことは間違いのないことと思われる。

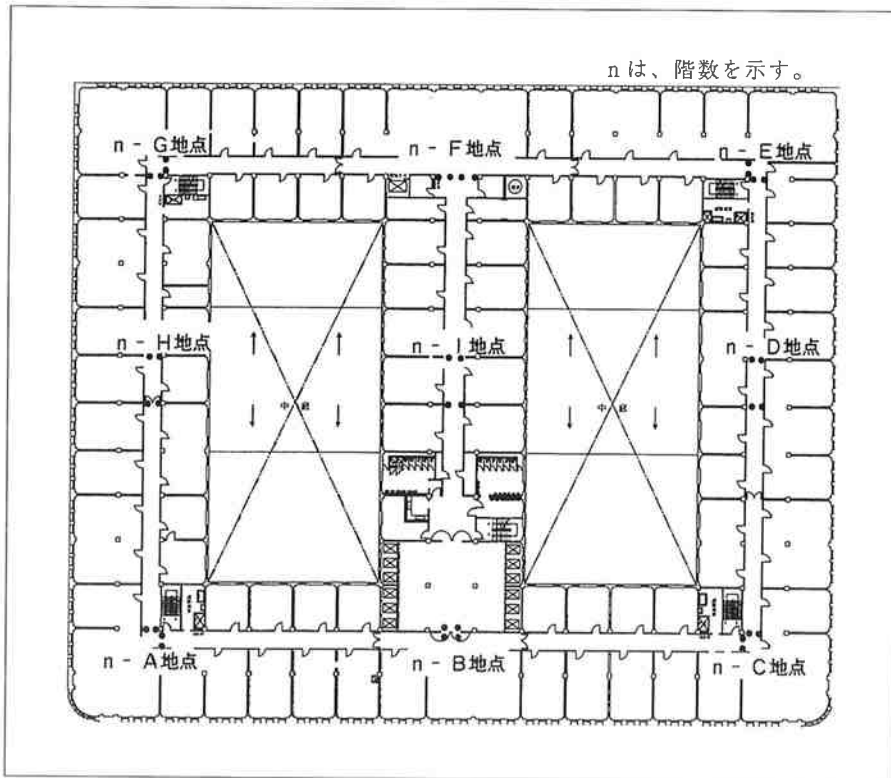


図4.3.1 不同沈下測定地点

表4.3.1 不同沈下測定結果

	1 階 (mm)	3 階 (mm)	4 階 (mm)
A 地点	-1.06	6.61	2.86
B 地点	0.19	2.86	4.36
C 地点	0.69	8.86	8.86
D 地点	8.19	-2.64	2.86
E 地点	4.69	3.36	-1.39
F 地点	-12.06	-12.39	-15.64
G 地点	-7.81	-1.89	-5.89
H 地点	16.44	-1.64	9.86
I 地点	-9.31	-3.14	-5.89

参 考 文 献

- 1) 戸川隼人著：マトリクスの数値計算、オーム社、1971年
- 2) 大橋雄二著：日本建築構造基準変遷史、日本建築センター、1993年
- 3) 三菱地所編：丸ノ内ビルディング技術調査報告書、1998年
- 4) 稲田他：丸ノ内ビルディング（旧丸ビル）の構造調査「(その7) B1階およびフーチング調査結果」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000年
- 5) 山田他：丸ノ内ビルディング（旧丸ビル）の構造調査「(その8) 松杭の鉛直載荷試験」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000年
- 6) 横河民輔著：地震、金港堂、1891年

# —旧丸ビル技術調査報告—

## 「旧丸ビル」の歴史を振り返る

### 第5章 構造体の実態〈1〉

連載—⑤

稲田 達夫  
三菱地所設計

建築基準法の性能規定化が進む中で、構造設計の性能型への移行に関する議論が様々な場面で行われている。それ以前の構造設計については、例えば耐震設計については、設計条件である地震荷重レベルは建築基準法に定められた耐震規定（仕様規定）をそのまま使うことが通例であり、荷重レベルをどの程度に設定すべきかといった議論が行われることは稀であった。このような設計法のことを、仕様型構造設計法と呼ぶことにする。

さて、このような仕様型構造設計が成り立つ背景には、過去の被害等の様々な経験を土台として構築された指針、規基準、標準等の集大成からなる設計体系の存在がある。これら設計体系は、歴史的に多くの議論を経て社会的合意形成が行われ、固定化されたものであるから、建築構造工学上の大きな成果といえよう。

さて、前回まで見てきたように、旧丸ビルのような大正時代の建物の設計においては、これまで述べたような設計体系は存在せず、その意味で設計法としては、むしろ性能型に近いものであったと見ることができる。事実として、建物に対しどの程

度地震外力レベルを想定すべきかは、当時の構造設計者にとって、極めて大きなテーマであった。構造設計は歴史的に見れば、性能型設計から始まったと見ることができる。

今回は、以上述べた議論を念頭に置いて、旧丸ビルの解体工事に併行して行われた「構造体の実態調査」を繙くことにより、同時代の他の建物との比較を織り交ぜながら、わが国の近代創世記の建築を成り立たせた構造設計の起源を探ることにする。

#### 5.1 「構造体の実態調査」の目的と方法

「構造体の実態調査」の目的は、以下の3つの項目を把握することである。

- ①構造骨組の架構方式、ディテール、配筋方法等の把握
- ②関東地震被災の痕跡の有無の確認
- ③補強履歴の確認

また、この調査は以下の4つの手順を踏まえて行った。

- ①予備調査：設計図書だけでは判断できない、基本的なディテールの概要を把握することを目的とした調査。柱、梁、接合部、床、壁について、現地で、はつり調査を

実施した。

- ②現地での部材調査：主として耐震壁・ブレース・小梁・床スラブの実態を把握することを目的とした調査。設計図書および予備調査結果に基づいて、建設当初、関東地震前補強部位、関東地震後補強部位を推定し、当該個所の現地はつり調査を実施し、耐震補強履歴を確認した。また、小梁、床スラブについても、代表的部分を現地ではつり調査を実施した。

- ③切り出し部材調査：主として柱・梁とその周辺部材のディテールを確認することを目的とした調査。一般的と思われる建物の構面を特定し、その構面から柱・梁・壁・ブレース・床の一部をワイヤソーで切り出す。切り出した部材を実験場に運び解体調査を実施した。

- ④基礎フーチング調査：鉄骨柱脚、基礎フーチング形状、寸法等の実態を把握することを目的とした調査。地上部解体後行われた地下解体時に実施した。

#### 5.2 構造体の実態調査結果の概況

##### 5.2.1 現地での部材調査結果

図5.2.1に、耐震壁、ブレース、



アーチ等耐震要素の調査部位、関東地震前、関東地震後および解体時の各耐震要素の補強履歴の例（1階）を示す。

5.2.2 切り出し部材調査結果

a) 調査部位及び形状

本調査では、本建物の代表的な架構としてE通りの15～18通り間およびそれに直交する部分を選び、調査を実施した。採取部材は接合部13体、梁部材10体、柱部材9体の計32体である。図5.2.2に切り出し部位の概要を示す。

今回の調査では解体現場で使用可能な重機の揚重能力から、その大きさが制限された。特に、揚重能力は上階ほど低くなるため、上階では柱・梁接合部を1つのブロックとして切り出すことができず、2分割しているものもある。また、柱・梁部材についても全長分を切り出すことは不可能であったため、端部から可能な範囲までを切り出している。

b) 使用鉄骨・鉄筋

①鋼材：表5.2.1に鉄骨部材断面一覧を示す。柱の鉄骨部材は、フランジを構成する4丁の不等辺山形鋼（記号：A-①～④）とウェブを構成するプレート（記号：WP-①～④）をリベット接合した組立H形断面材である。1階、2階ではフランジ部分にカバープレート（記号：FP-①,②）がリベット接合されている。大梁（東西方向）のうち、内柱を含む構面にはC-①（2C-305×75×7）が使用され、外柱を含む構面にはC-②（2C-254×66×6）が使用されている。R階は他の階と異なり、内柱を含む構面にはI-②（I-305×129×9）が使

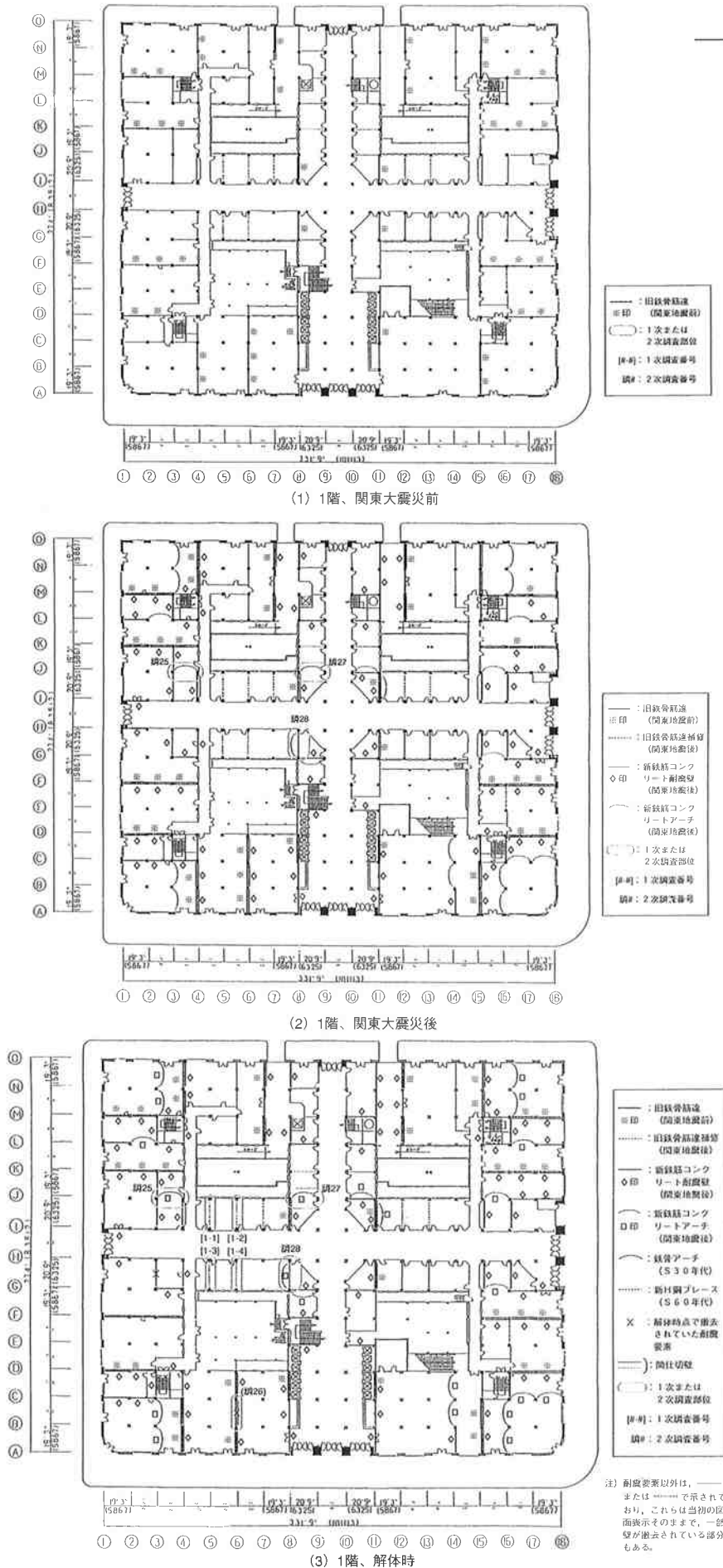


図5.2.1 調査部位及び補強履歴の例

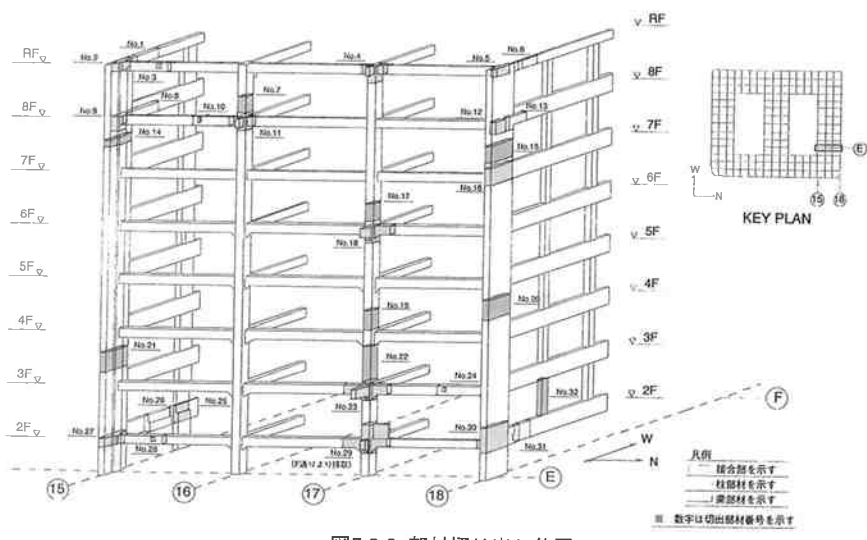
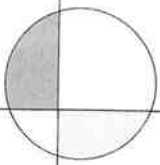


図5.2.2 部材切り出し位置

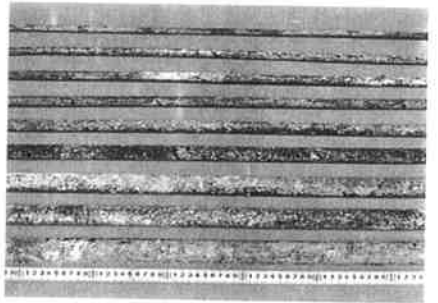
表5.2.1 鉄骨部材断面一覧

梁部材		柱部材	
大梁 EW方向	C-① 2I-305×75×7 C-② 2I-254×66×6 I-③ I-229×110×7	8階 7階	A-① 4L-127×89×8 WP-① PL-305×8
大梁 NS方向	I-① I-457×155×14	6階 5階	A-② 4L-152×102×11 WP-② PL-305×10
小梁 EW方向	I-② I-305×129×9	4階 3階	A-③ 4L-152×102×13 WP-③ PL-305×10 A-④ 4L-152×102×16 WP-④ PL-305×16
		2階 1階	A-⑤ 4L-152×102×13 WP-⑤ PL-305×13 FP-① PL-356×10 A-⑥ 4L-152×102×16 WP-⑥ PL-305×16 FP-② PL-356×13

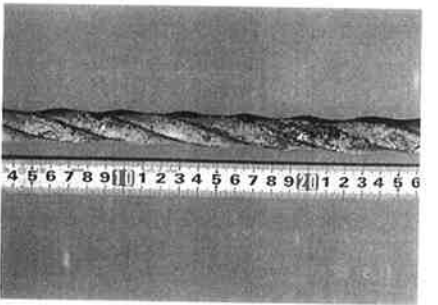
記号 C：溝形鋼，I：I形鋼，A：山形鋼，WP：ウェブプレート，FP：フランジプレート



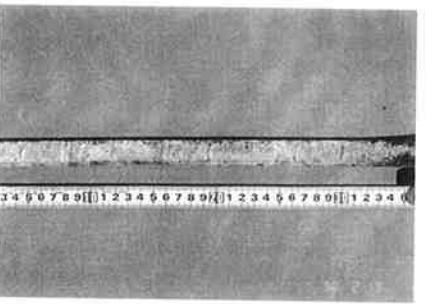
図5.2.3 「CARNEGIE-U.S.A」の刻印  
(部材番号30：溝形鋼ウェブ)



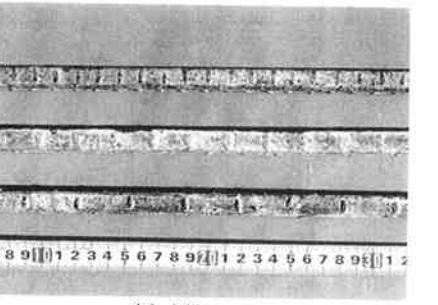
(1) 丸鋼 (上から6、8、10、13、16、19、25、28、32mm)



(2) ねじり鉄筋13mm



(3) 角鋼20mm



(4) 角鋼14mm

図5.2.4 鉄筋の例

用され、外柱を含む構面にはC-②とI-③ (I-229×110×7) が2段組みで使用されている。大梁 (南北方向) には、各階ともI-① (I-457×155×14) が使用されている。小梁には、各階ともI-② (I-305×129×9) が使用されている。鋼材には3種類 (「CARNEGIE-U.S.A」、 「EASTERN-U.S.A」、 「YAWAT-A」) の刻印が確認された。(図5.2.3)

②鉄筋：鉄筋は丸鋼、角鋼及びねじり鉄筋の3種類がある。丸鋼はφ6、8、10、11、13、16、19、22、25、28、32の11種類が確認されている。角鋼は、対辺距離14mmと20mmの2種類がある。対辺距離20mmの角鋼では、およそ35mmの間隔でリブが設けられている。対辺距離14mmの角鋼のリブの間隔では13mm、23mm、33mmの3種類が確認された。ねじり鉄筋の断面形状は

対辺距離13mmの角鋼である。材軸方向に120mm程度でひとひねりしている。(図5.2.4)

c) 調査結果

図5.2.5に切り出し部材調査の結果の一例として、切り出された代表的な柱梁接合部を示す。

5.3 各部構造の特徴

5.3.1 基礎構造

前回の4.2.4で、旧丸ビルの松杭が、

設計支持力を大きく上回る長期支持力を有していたことを述べたが、それでは、そもそも旧丸ビルの基礎構造は、どのようなものだったのだろうか。図5.3.1に旧丸ビルの基礎フーチングの配置図を示す。また、図5.3.2に松杭とフーチング及び柱脚の関係図を示す。図から旧丸ビルの基礎構造が、今日のものとは、かなり異なる形態のものであることに気が付くであろう。以下に、その詳細

を追って見ることにしたい。

a) 基礎フーチング

今回調査対象とした基礎フーチングは、図5.3.1に示す5体である。具体的には、調査は基礎の解体調査と併行して行われ、上記5体について現場で手斫りによってフーチングの形状、寸法測定および配筋状況を確認し、併せてコンクリートの中性化の状況を確認した。

フーチングの形状は、図5.3.2から明らかのように、1本当たりの柱軸力が数百トン程度の割には、巨大な断面をしていることが見て取れる。鉄筋については、主としてφ22が使用されているが、一部に□19、□21が使用されている。

鉄筋間隔については、図5.3.2に

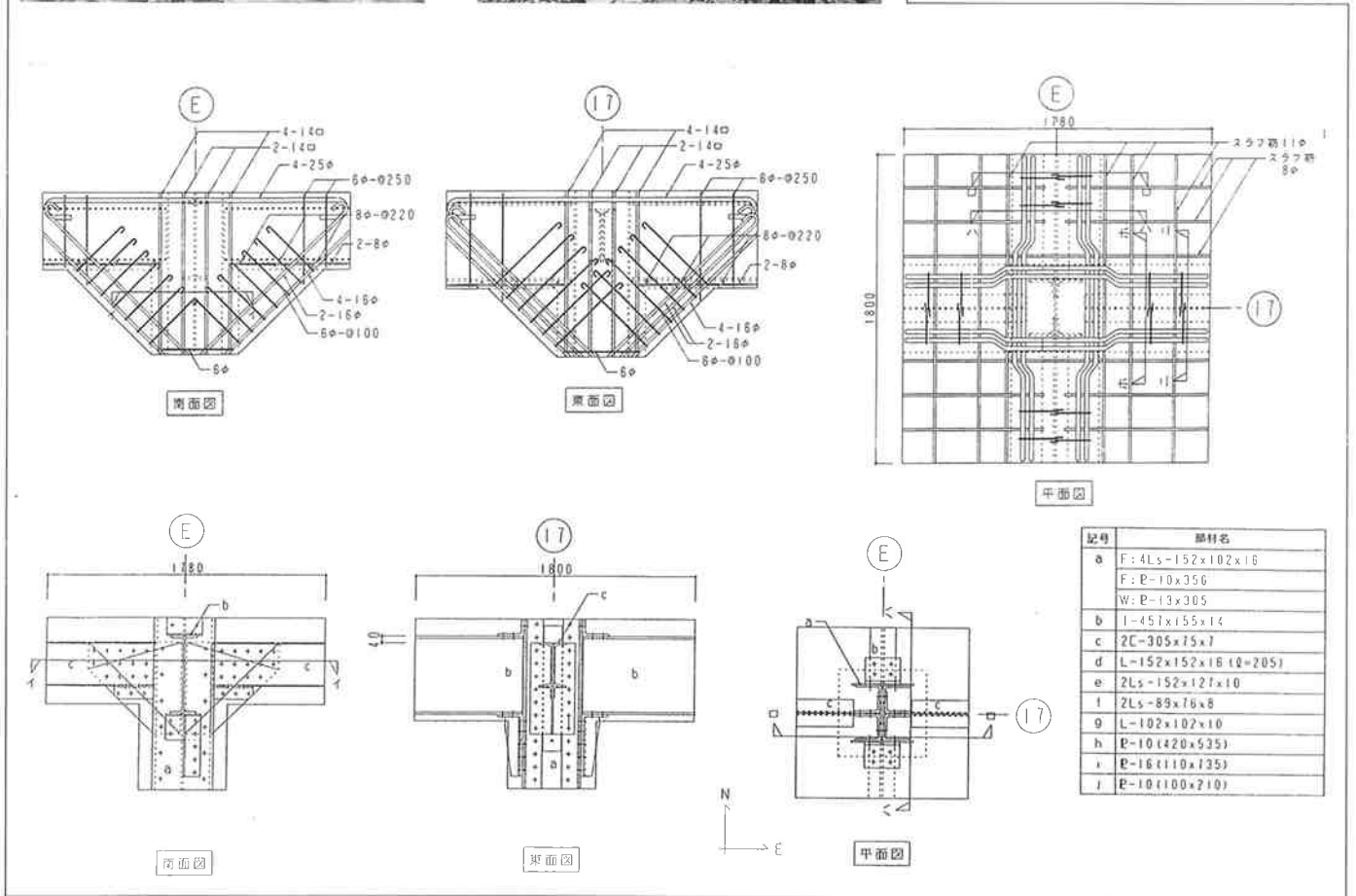
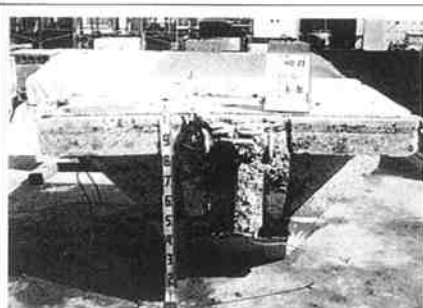


図5.2.5 切り出し部材の例

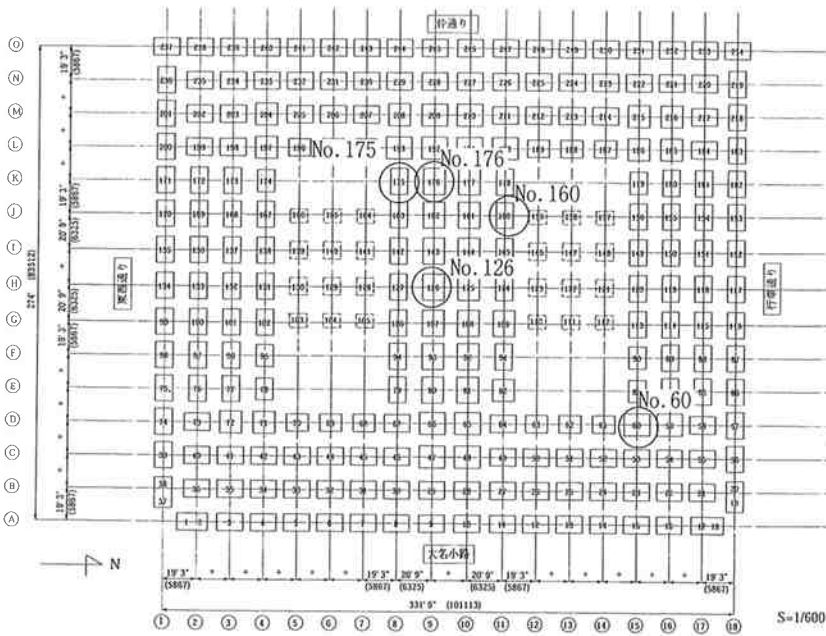


図5.3.1 フーチング調査位置

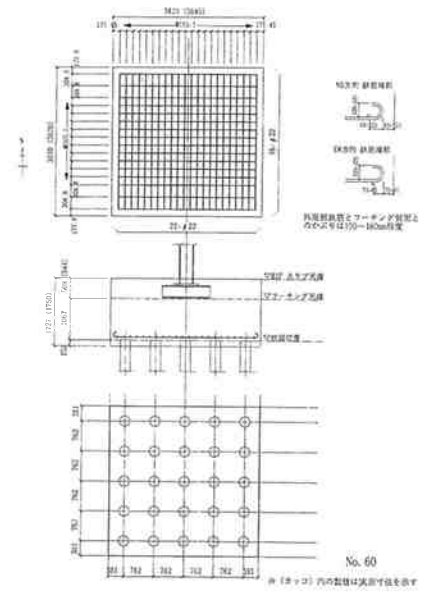


図5.3.2 フーチング

示すように、160mmから300mmピッチと、おおよね現在の感覚とそれほど違和感のない配筋状況であったといえる。表5.3.1にフーチングの配筋かぶり厚を示す。現在の基準では、最小かぶり厚は基礎については60mmであるが、それと比較しても十分なかぶり厚さが確保されていたのが分かる。

表5.3.2に、コンクリートの中性化の進行状況を示す。表から明らかなように中性化深さは0~7mm程度と、ほとんど中性化の進行は見られなかった。また、鉄筋の腐食状況を目視で観察したが、錆の発生は見られず、極めて健全な状態であった。

b) 柱脚

図5.3.3に柱脚の説明図を、また図5.3.4には構成部材の一例を示す。今回調査した柱脚は、すべてこのような特異な形状のものであった。具体的には、柱断面はL形鋼と平鋼をリベットで組んだH形柱である。柱の下部には板厚50~75mmのベースプレートがあり、その下には3~4本のH形鋼を並べてボルトで固定したGrillageと称するアンカー部材が設置されている。柱とベースプレートは、2個のアンクル材を介してリベット接合されている。

また、ベースプレートとGrillageは、4本のφ19のボルトで固定され

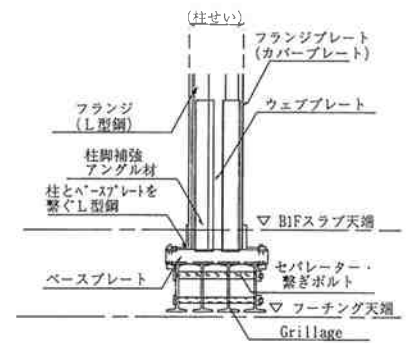


図5.3.3 柱脚説明図

ているだけであった(図5.3.4)。そのため、地下の多くの柱は、解体に使用したジャイアントブレイカーによって、極めて容易に薙ぎ倒すことができた。

c) 考察

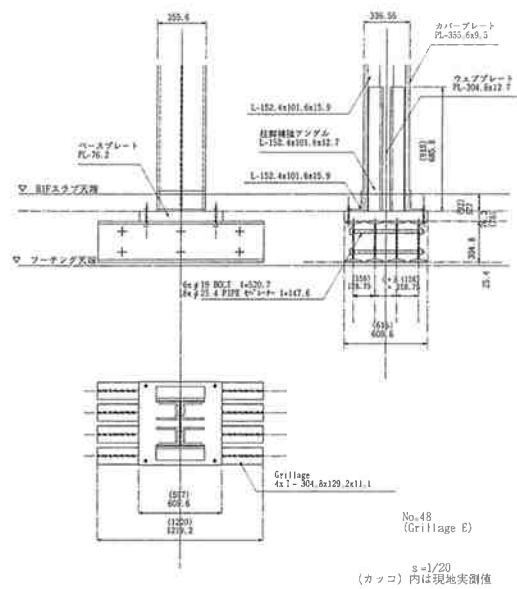
同時代の建物の基礎構造と比較し

表5.3.1 フーチングかぶり厚測定結果

フーチング No.	側面かぶり厚	底面かぶり厚
60	150~180 mm	110~210 mm
126	180~200 mm	175~275 mm
160	125~225 mm	200~265 mm
175	220~250 mm	(未計測)
176	175~230 mm	260~270 mm

表5.3.2 フーチング中性化試験結果

フーチング No.	計測数	最小値	最大値	平均値
60	5	0.0mm	4.2mm	1.57mm
126	5	0.0mm	0.5mm	0.20mm
160	5	0.8mm	8.2mm	5.20mm
175	5	0.0mm	7.6mm	1.52mm
176	5	5.1mm	7.7mm	6.28mm



(1) No.48柱脚図



(2) No.48柱脚全体

図5.3.4 柱脚の例

てみると、以下の通りである。まず1つ目は、三菱銀行旧本館（大正11年竣工）の場合であるが、図5.3.5に示すような形態である。鑄鉄靴と称するアンカー部材を配しているのが特徴である。もう1つは日本工業倶楽部会館の場合で、図5.3.6のような形態のものである。柱脚下に無垢の御影石が配置されているのが、大きな特徴といえる。このように、当時の基礎構造は各建物ごとに極めて独自性が強い部分であることがわかる。

旧丸ビルについては、鉛直力を支持することだけを考慮して設計されたディテールであり、地震時に引張力が作用する可能性は、考慮してい

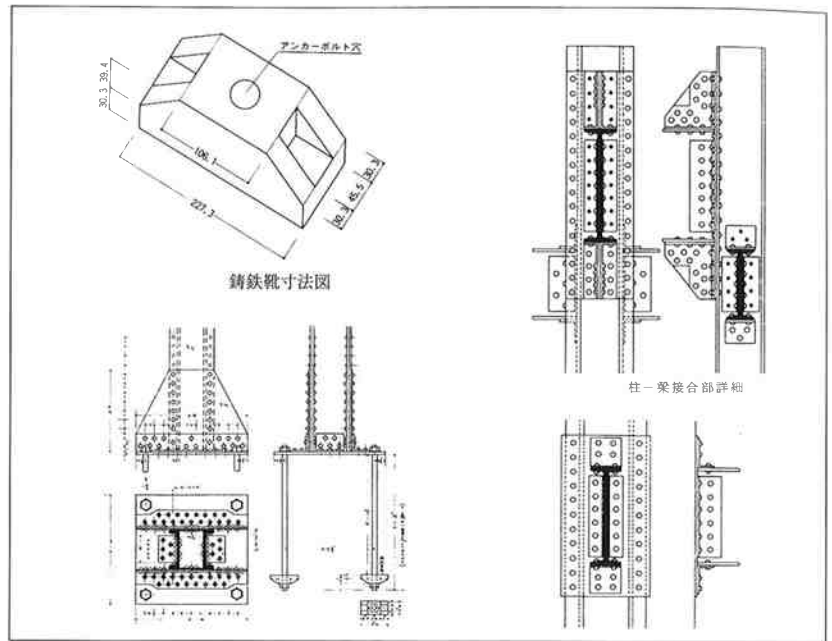


図5.3.5 鉄骨脚部（三菱銀行旧本館）

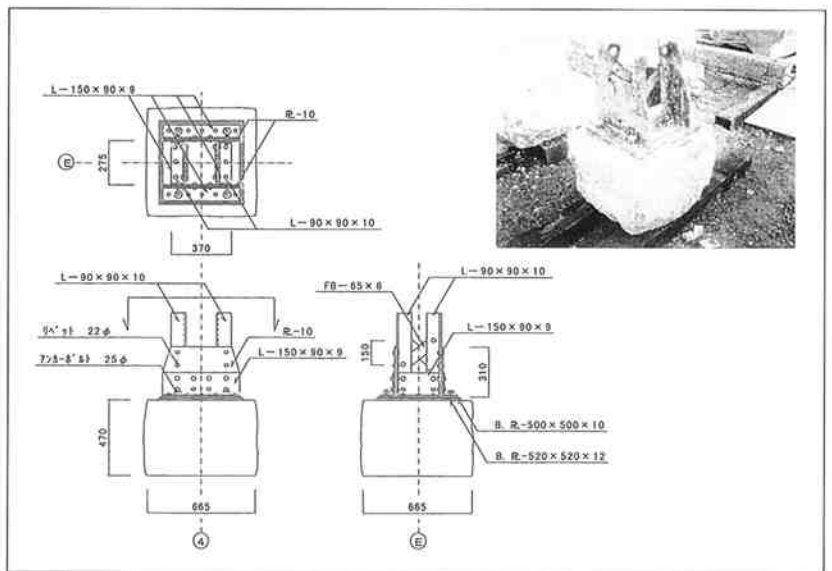


図5.3.6 鉄骨脚部（日本工業倶楽部会館）

ないようである。その理由としては、一つには地下1階ということもあって、地震時に柱脚が破壊されるような大きな力が作用することはあり得ないと考えたことによるものと思われる。三菱銀行旧本館の場合には、3つの中では最も現行に近いディテールとなっている。これは、3.1に示したように、他に比べて大きな外力設定を行った建物であることに起

因するものであろうか。いずれにせよ、基礎構造については3つの建物それぞれに特徴が顕著であり、極めて興味深いものがある。

参考文献

- 1) 三菱地所編：丸ノ内ビルディング技術調査報告書、1998年
- 2) 三菱地所編：日本工業倶楽部会館歴史調査報告書、2001年
- 3) 竹中工務店編：三菱銀行旧本館解体に伴う建物記録、1978年

# —旧丸ビル技術調査報告—

## 「旧丸ビル」の歴史を振り返る

### 第5章 構造体の実態〈2〉

連載—⑥

三  
菱  
地  
所  
設  
計  
稲  
田  
達  
夫

#### 5.3.2 主体構造

##### (1) 柱

旧丸ビルの柱は、2回の地震被災後の補強改修で手が加えられた部位である。その改修履歴を復習すると、以下の通りである。

##### a) 内柱

- ①原設計：地下階および1階だけSRC造、2階以上は鉄骨煉瓦造
- ②浦賀水道沖地震後：2～7階をSRC造に改修
- ③関東大震災後：8階をSRC造に改修

##### b) 外柱

- ①原設計：地下階だけSRC造、1階以上は鉄骨煉瓦造
- ②浦賀水道沖地震後：1～5階の内側半分をRCで覆う
- ③関東大震災後：1～7階をSRC造に改修

したがって、解体時は地下階から8階の内柱と地下から7階の外柱はSRC造で、8階外柱と9階（静養軒部分）だけ鉄骨煉瓦造が残っていたことになる。本誌02年4月号に、掲載した図2.3.1は9階部分のものである。8階外注部分の鉄骨煉瓦造の詳細を図5.3.7に示す（本誌7月号参照）。

鉄骨柱の形状は、4個のアンクル

とプレートをリベットで縫い合わせたH形断面で、その寸法は表5.2.1に示すようなものであった。柱配筋は部位によってまちまちであるが、内柱の主筋には $\phi 19$ と $\square 14$ が主に使われていた。外柱の主筋には、 $\phi 32$ が多量に使われていた。丸鋼と四角筋の使い分けとしては、四角筋は浦賀水道沖地震後の改修部分であり、丸鋼は関東大震災後の改修部分と考えられる。フープは $\phi 6$ が主に使われており、ピッチはおおむね250mm程度であった。代表的な断面形状を図5.3.8に示す。

##### (2) 大梁

旧丸ビルの大梁は当初の設計からSRC造で、鉄骨の断面形状としては、I形鋼とチャンネル2丁を組み合わせたものが用いられていた。配筋については、上端主筋には $\phi 25$ が多く用

いられているが、下端主筋には $\phi 8$ が2本程度しか配筋されていない。スターラップは図5.3.9のように下端筋を吊り下げるためにあるだけで、せん断補強筋としては事実上は存在しない。このことから、大梁がSRC造とされたのは、床筋のアンカーと耐火被覆の目的のためだけであったことが推測される。

鉄骨大梁の断面寸法を表5.2.1に、また代表的な大梁断面形状を図5.3.9に示す。

##### (3) 柱梁接合部

柱梁接合部の形状を図5.3.10に示す。梁の柱に対する接続形態は、



図5.3.7 鉄骨煉瓦造の柱（8階外周柱）

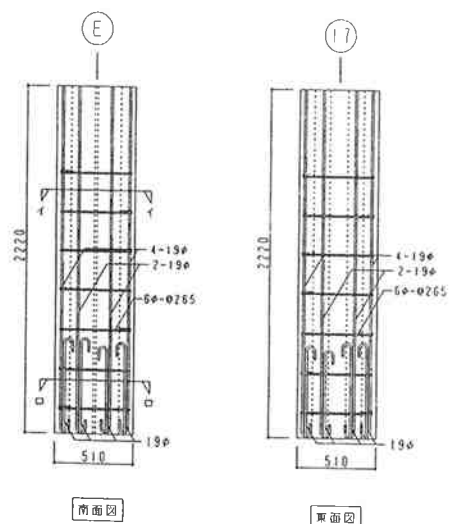
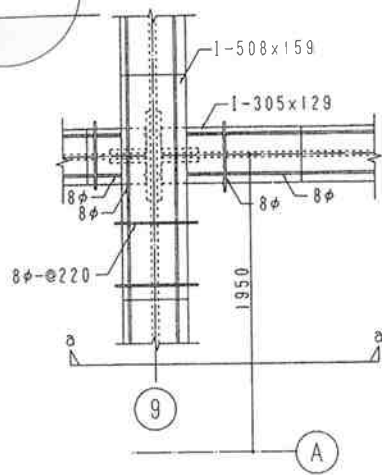
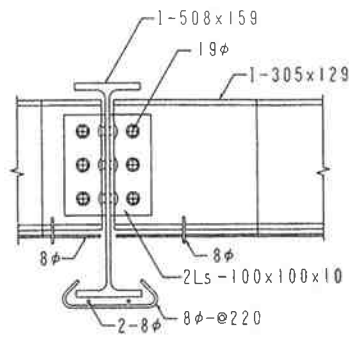


図5.3.8 代表的な柱断面形状

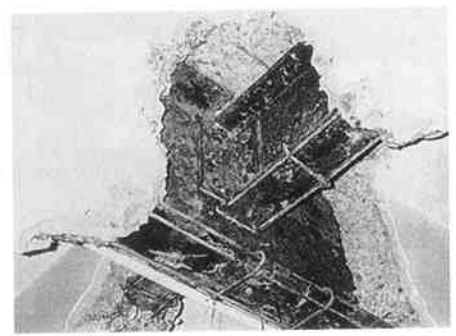




見上げ図 S=1/10



a-a 矢視図 S=1/10



A 矢視写真

図5.3.11 小梁の代表的な断面形状

NS方向はフランジだけ、EW方向はウェブだけが接合されており、モーメントを完全に伝達する形状とはなっていない。その意味で半剛構造と見ることができる。

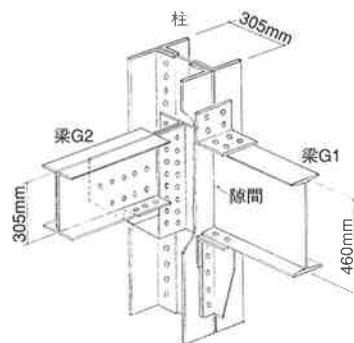
旧丸ビルの柱梁接合部の特徴としては、鉄骨の周りが、図に示すような持ち送り形状のコンクリートで覆われていることである。これは、2回の地震被災に際し、柱をSRC構造に改修する際に設けられたものである。半剛接合の鉄骨構造の補強の意味もあったと思われるが、むしろ、補強コンクリートを上階から打設する際、この漏斗状の形態の方が施工がしやすかったことが、その理由と思われる。

#### (4) 小梁

小梁も大梁同様、当初からSRC構造であるが、大梁同様スターラップは存在しない。小梁の代表的な断面形状を図5.3.11に示す。大梁と小梁の鉄骨の接合は、2丁のアンゲルを介したりベット接合によって行われており、その詳細は図5.3.11の通りである。

#### (5) 床

床は、短辺方向が約1.8mの1方向スラブであり、図5.3.12に示すよう



(1) 鉄骨

(2) 持ち送り

図5.3.10 柱梁接合部

□-□断面		ハ-ハ断面	
上端筋		上端筋	
下端筋	2-8φ	下端筋	2-8φ
助筋	8φ-φ150	助筋	8φ
腹筋		腹筋	
鉄骨	I-457x155x14	鉄骨	2C-305x75x7
備考		備考	

梁リスト

梁リスト

図5.3.9 代表的な梁断面形状

なシングル配筋である。床厚は約4in. (10cm) 程度であるが、その上に、ほぼ同厚のシンダーコンクリートが打設されており、相乗効果による剛強である。解体後、残留たわみの有無を目視によって調べたが、有害な変形は観測されなかった。

#### (6) 考察

旧丸ビルの構造で特に特徴的と思われる、柱梁接合部と梁配筋について、他の同時代の建物と比較してみたい。

まず、柱梁接合部であるが、三菱銀行旧本館の場合には、柱は2丁の溝形鋼と平鋼をリベットで組み合わせた箱形断面であり、梁はI形鋼で

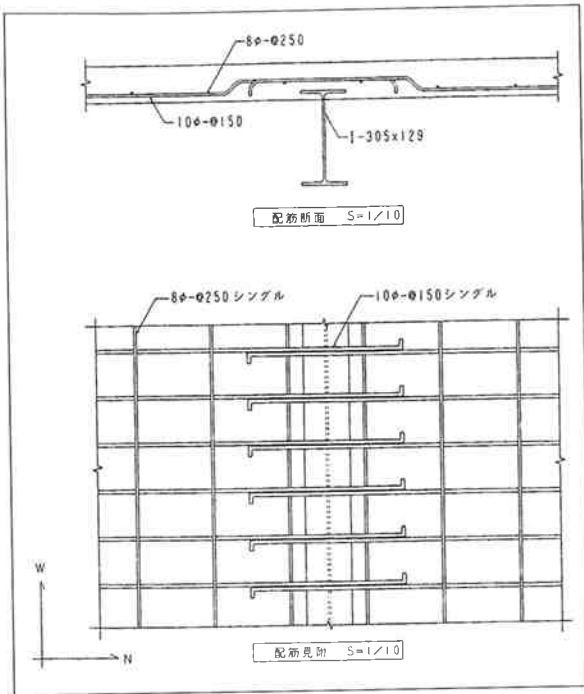


図5.3.12 スラブ配筋

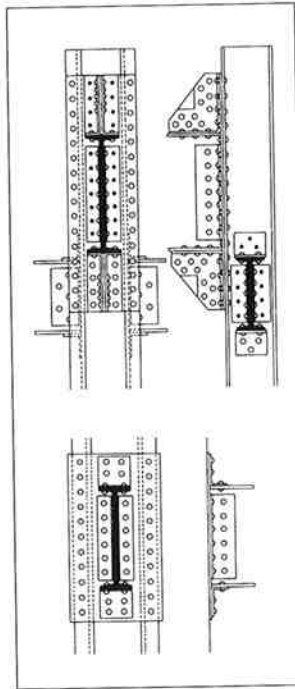


図5.3.13 柱梁接合部詳細  
(三菱銀行旧本館)

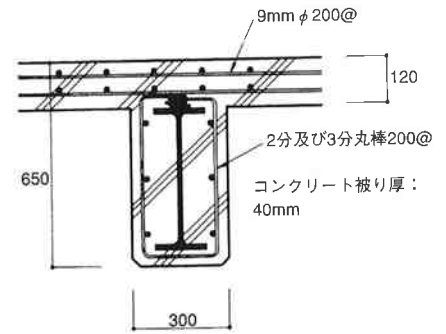


図5.3.15 SRC梁断面図  
(三菱銀行旧本館)

このように見てくると、旧丸ビルのディテールは、施工性を考えた、当時としても、かなり簡略化されたものであったことが推察される。

次に、梁配筋であるが、三菱銀行旧本館の場合は、図5.3.15に示すような形態となっている。スターラップは旧丸ビルとは異なり、梁を忠実に囲むように配置されているが、主筋は側面に配置されているのが特徴である。日本工業倶楽部会館の場合にはスターラップは四角く閉じておらず、U型あるいはW型の配筋となっている(図5.3.16)。これは長期荷重を考えた時、圧縮側はアンカーしておけばよいという考えに基づくものと思われるが、それぞれに特徴があって、興味深い。

鋼骨符号	階	内容
S B4-1	4	床梁鉄骨仕口

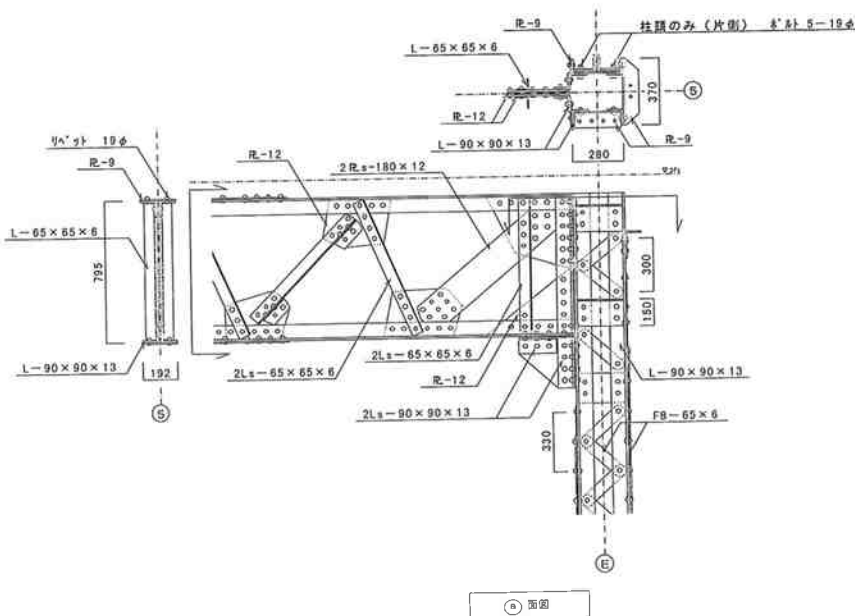


図5.3.14 鉄骨仕口(日本工業倶楽部会館)

ある。接合部の形状は図5.3.13のようなものであり、フランジとウェブを共にアングルで繋ぐように考えられており、モーメントの伝達を意識したディテールと考えられる。

日本工業倶楽部会館の場合は、柱、

梁ともにアングルと平鋼をリベットで組み合わせたラチス構造である。断面そのものは、旧丸ビルや三菱銀行旧本館に比べて貧弱だが、接合方式としてはモーメントの伝達を意識した形式となっている(図5.3.14)。

### 5.3.3 耐震要素

2章でも述べたように、フラー社が行った旧丸ビルの原設計では、純ラーメン構造であり、まさに先進ビジネスビルと呼ぶにふさわしい、大部屋の柔軟性に富んだ平面計画であった。とくに耐震要素は配置されておらず、耐風性を意識して、外周に図5.3.17のようなニーブレースと呼ぶ斜材が配置されているだけであった。それが、2回の地震被災によって、耐震性の不足が明らかとなり、

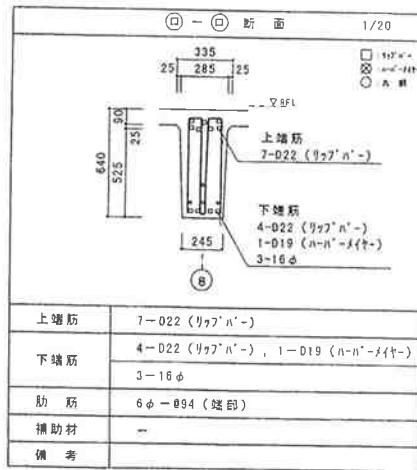
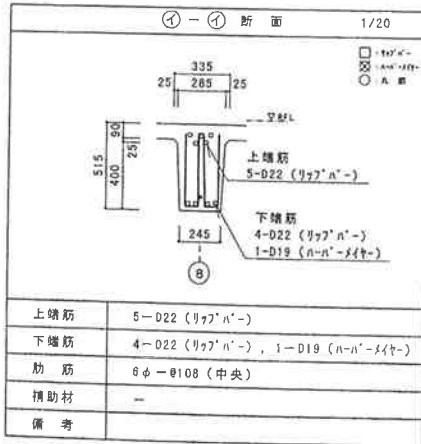
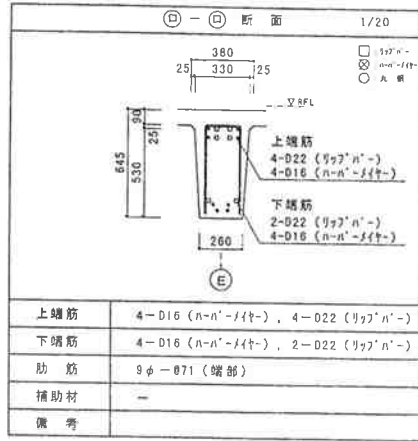
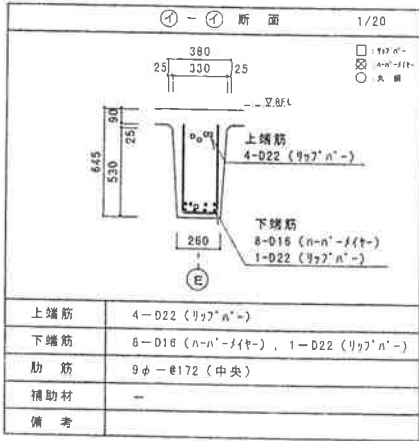


図5.3.16 梁配筋 (日本工業倶楽部会館)

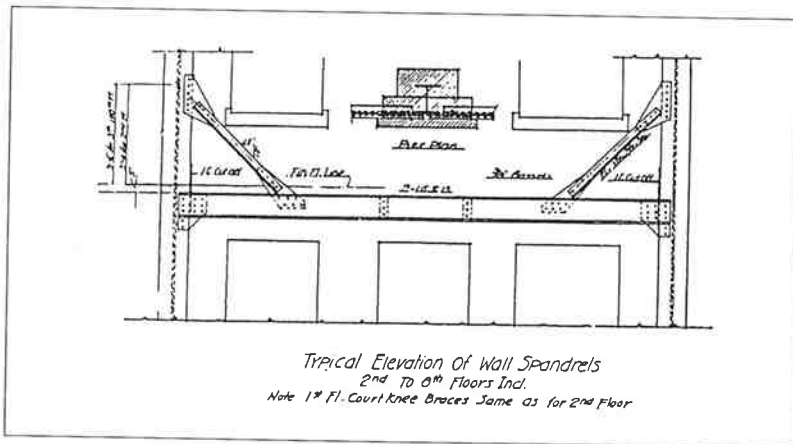


図5.3.17 ニーブレース

表5.3.4 RC壁新設枚数 表5.3.3 鉄骨ブレース設置台数 (鉄筋コンクリート壁含む)

階	枚数	階	東西	南北	合計
8	0	8	6	7	13
7	0	7	9	8	17
6	34	6	11	8	19
5	41	5	10	10	20
4	63	4	10	9	19
3	75	3	11	10	21
2	75	2	?	?	22
1	116	1	19	22	41
計	404				172

ルトが使われている個所が目につく。これは、このブレースは当初、浦賀水道沖地震後に設置されたが、関東地震で破断したためブレースだけが付け替えられたためと推定される。当該個所のガセットプレートに、関東地震で生じたと思われる、ゆがみが観察された。

(2) 耐震壁

前述したように、耐震壁は主として関東大震災の後の補強改修で設置された。配筋は縦筋と横筋からなるダブル配筋だが、特徴的なことは、4隅の配筋量が割増しされていることである。それから、浦賀水道沖地震でブレースを設置した位置に、耐震壁が増設された個所が散見されるが、その際、壁厚の増加によって柱軸力等が増加することを恐れてであろうか、面外に張り出したブレースのアングルの刃を切り取っていることである。構造設計に繊細な神経を張り巡らしているところが見て取れて、極めて興味深い (図5.3.19)。

5.4 まとめ

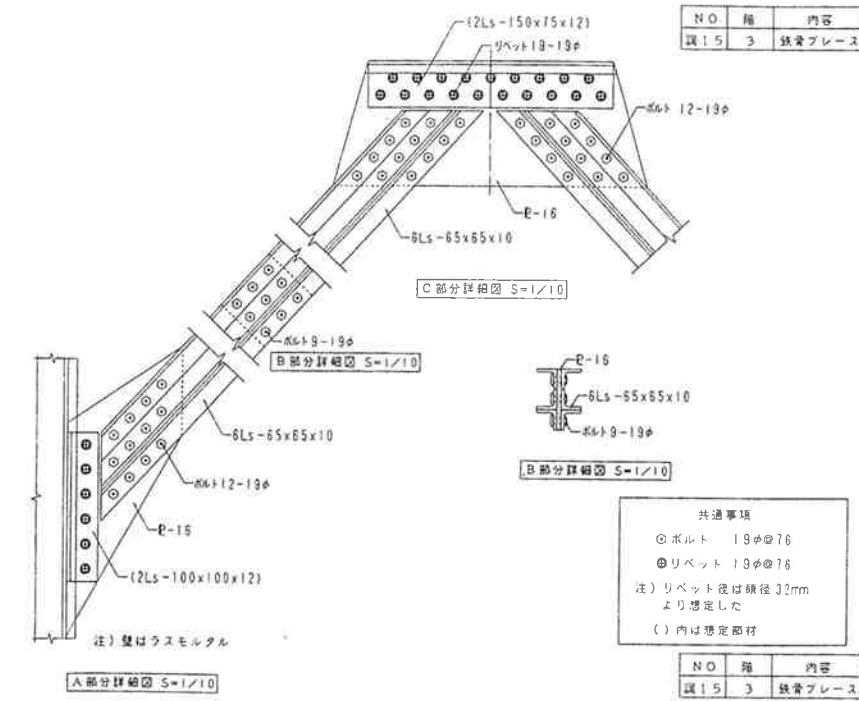
以上、今回行った丸ビル構造調査のうち、構造骨組の実態、地震被災

多くのブレースや耐震壁が配置された。各地震被災によって、増設されたブレースと耐震壁の枚数を表5.3.3、表5.3.4に示す。

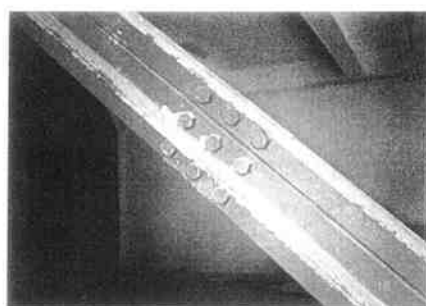
(1) ブレース

旧丸ビルのブレースの多くは1922 (大正11) 年の浦賀水道沖地震の後

に設置されたものがほとんどであり、4丁または6丁のアングルをリベットまたはボルトで組み合わせた形状である (図5.3.18)。代表的なブレース補強個所を見てみると、ガセットプレートと柱・大梁との接合にはリベットが、ブレースとの接合にはボ



全体写真



B部写真



A部写真



C部写真

図5.3.18 代表的なブレース補強の例

の痕跡と補修履歴について、その概要を報告した。

われわれは日頃、過去の多くの研究等の蓄積を基礎とした、設計体系が存在することを当然のこととして、設計を進めている。あるいは、古い建物の耐震診断調査を行う場合でも、詳細については現行規準を満たさない部分があるとしても、例えば梁配筋は主筋とせん断補強筋から構成されるといった、常識が成り立つことを前提として作業を進めている。

しかし、旧丸ビルの構造体の実態を調べてみると、構造設計体系が構築される以前に設計された建物であり、以上述べたような常識は、まったく通用しない世界であることに気が付く。逆にいえば、拠り所とすべき過去の蓄積が希薄な中で、設計者の独自の洞察に基づいた、極めて創造的な設計が進められたと見ることもできて、興味深い。

参考文献

- 1) 三菱地所編：丸ノ内ビルヂング技術調査報告書、1998年
- 2) 三菱地所編：日本工業倶楽部会館歴史調査報告書、2001年
- 3) 竹中工務店編：三菱銀行旧本館解体に伴う建物記録、1978年

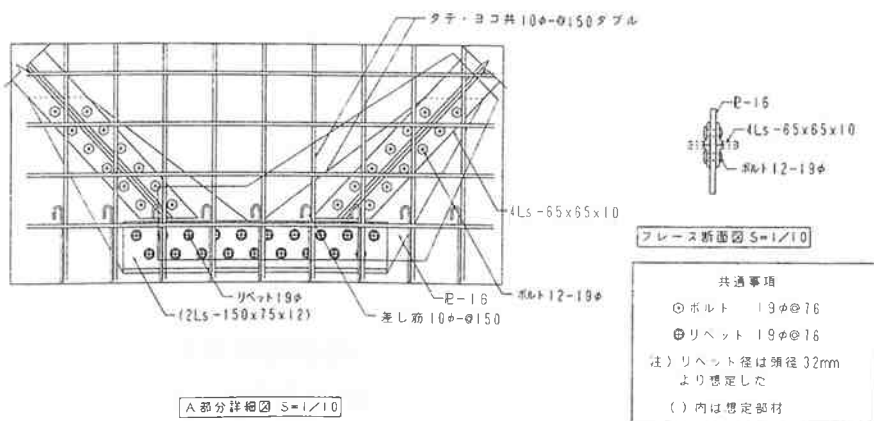
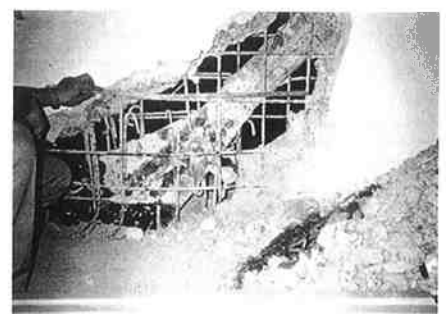


図5.3.19 耐震補強改修の例



A部写真

# —旧丸ビル技術調査報告—

## 「旧丸ビル」の歴史を振り返る

三菱地所設計  
稲田 達夫

### 第6章 材料物性調査など

最終回  
連載—⑦

建物の長寿命化を考える場合、まず最初に念頭に浮かぶのは、構造材料の材質劣化の問題、つまりコンクリートの経年による中性化と、それに伴う亀裂の増大、剥離、あるいは鉄筋の錆の発生などの問題である。その意味で、70年の年月を経た後、解体される旧丸ビルの構造体の材質劣化の状況の把握は、今回の調査における最も大きな課題の一つであった。

最終回となった今回の報告では、その材質劣化の問題を中心に、その他資料・文献調査、あるいは調査を進める中で印象に残ったことなどを織り交ぜて、レポートする。

#### 6.1 鋼材の物性

##### (1) 調査概要

丸ビルの建設に使用された柱梁の主要な鋼材や震災後の耐震補強改修に使用された鉄筋、ブレース材などの材質を調査した。

調査は、切り出し部材調査で採取された試験体から、鉄筋、柱・梁・ブレース鉄骨、リベットとボルトを取り出し、化学成分分析、清浄度、マクロ・ミクロ組織、引張試験、ヤング係数試験やシャルピー衝撃試験

などを実施した。ここでは化学成分分析、清浄度、引張試験とシャルピー衝撃試験結果について、その概要を報告する。

##### (2) 調査部材

a) 鉄筋：2階から8階までの柱、大梁と接合部から採取した15種類の鉄筋について実施。(6φ、8φ、6φ、8φ、10φ、13φ、16φ、19φ、22φ、25φ、28φ、32φ、13□、14□、19□)

b) 鉄骨：2階から8階までの柱、大梁、接合部とブレースから採取した16種類の鋼材について実施

梁鉄骨：[-305x75x7、[-254x66x6、I-457x155x14、I-305x129x9、I-229x110x7

柱鉄骨：L-127x89x8、L-152x102x11、L-152x102x13、L-152x102x16、PL-356x10、PL-356x13、PL-305x8、PL-305x10、PL-305x13、PL-305x16

ブレース鉄骨：L-65x65x10

注) [；溝形鋼（チャンネル）、I；I形鋼、L；山形鋼（アングル）、PL；厚板（プレート）

c) リベット：柱（3階柱）とブレース取り付け部（3と6階）から採取したりベット6本について実施。

d) ボルト：ブレース取り付け部の接合部からボルト6本を採取。

##### (3) 調査結果

###### a) 鉄筋

1922（大正11）年当時の国内の鉄筋の自給率は約39%程度であるが、八幡製鉄所でも丸鋼と角鋼は製造されていた。ただし、旧丸ビルで多用されていた角鋼の節付きのもの（02年7月号第5章、図5.2.4参照）は製造されていなかったようであり、これらの異形鉄筋は輸入品と推定される。ちなみに、当時米国で製造されていた異形鉄筋としては、図6.1のようなものがある。これだけでは、丸ビ

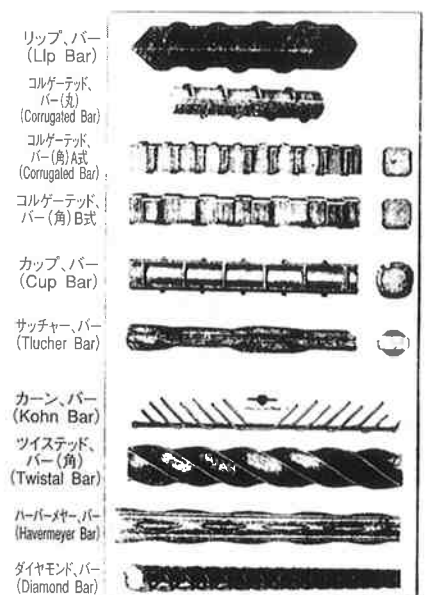


図6.1 当時米国で製造されていた異形鉄筋の例

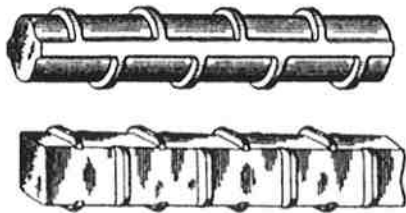


Fig. 3. Corrugated Bars. Round and Square  
(a) コルゲेटッド・バー



Fig. 1. The Ransome Twisted Bar  
(b) ツイステッド・バー

図6.2

ルで使用されていた異形鉄筋がどのようなタイプのものであったかを特定するのは難しいが、他の資料等も参考にしながら見てみると、多分コルゲेटッドバーのスクエアタイプ〔図6.2(a)〕とツイストバー〔図

6.2(b)〕が使われていたのではないかと推定される。

鉄筋に関する国内の規格としては、1925（大正14）年に日本標準規格JES第20号構造用圧延鋼材が最初であり、この規格のなかにある鉄筋コンクリート用棒鋼は引張強度が39～52kg/mm<sup>2</sup>である。また化学成分は磷（P）が0.08%以下、硫黄（S）が0.06%以下の規定である。米国ではASTMA15-66が1911（明治44）年に制定されており、引張強度は55～90 ksi（380～620N/mm<sup>2</sup>）となっている。化学成分分析結果（表6.1）では、いずれの鉄筋も当時のJESの規格値を満足する他、現状の鉄筋のJIS規格品のSR235（JISG 3112）もほとんどが満足する。引張試験結果（図

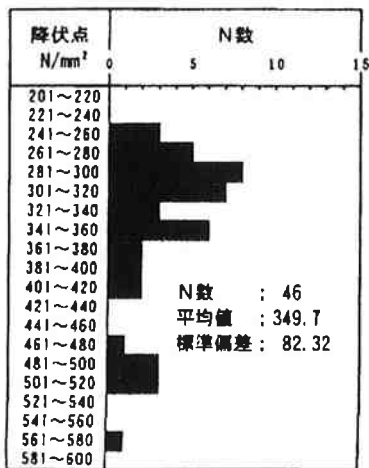
6.3）をみると、低強度のものと非常に高い強度のものがあり、低いものは引張強度が380N/mm<sup>2</sup>を下回る。また、全体的には強度のばらつきが大きく、材料入手ルートが多様であったことが推定される。ただし、同一径でのばらつきは小さく、同一径は同一製造ロットと推定される。ほとんどの丸鋼は引張強度が510N/mm<sup>2</sup>以下で、これらは国内材の可能性が高く、強度が高いものは輸入品と推定される。

b) 鉄骨

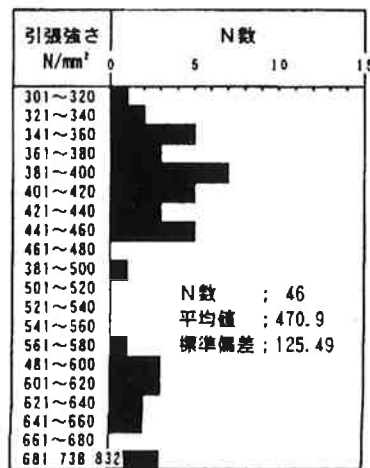
1922（大正11）の補強によって取り付けられたブレース材（アングル65X65X10）は、鋼材の刻印により八幡製鉄所材であり、その他の鋼材は、刻印や建設経緯から米国からの

表6.1 鉄筋の化学成分分析結果

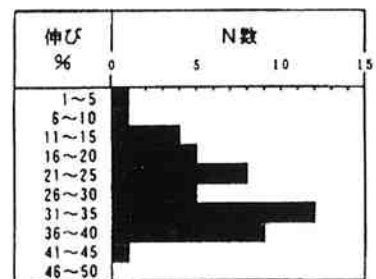
部材 No.	主部位	形状 サイズ	分析元素														m/m%	
			C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Nb	T. Al	Ti	N	O	
16	接合部	φ10	0.088	0.002	0.39	0.011	0.039	0.50	0.030	0.012	<0.005	<0.003	<0.003	<0.002	<0.002	0.019	0.0142	
17	柱	φ13	0.64	0.07	0.49	0.029	0.052	0.15	0.60	0.24	0.005	0.004	<0.003	0.004	<0.002	0.0061	0.0090	
15	柱	φ25	0.084	0.008	0.43	0.014	0.030	0.36	0.029	0.013	<0.005	<0.003	<0.003	0.003	<0.002	0.0014	0.0103	
27	接合部	φ32	0.209	0.006	0.59	0.034	0.029	0.28	0.030	0.020	<0.005	<0.003	<0.003	<0.002	<0.002	0.0017	0.0059	
19	柱	□14	0.367	0.17	0.54	0.027	0.026	0.015	0.006	0.009	<0.005	<0.003	<0.003	0.010	<0.002	0.0112	0.0148	



a) 降伏点



b) 引張強度



c) 破断伸び

N数 : 46  
平均値 : 27.7  
標準偏差 : 9.32

図6.3 鉄筋の引張試験結果



表6.2 鉄骨の化学成分分析結果

部材 No.	主部位	形状 サイズ	分 析 元 素														m/m%
			C	S <sup>+</sup>	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Nb	Ti	N	O	
1 8	接合部	C①	0.211	0.006	0.47	0.006	0.040	0.014	0.013	0.010	<0.005	<0.003	<0.003	0.004	<0.002	0.038	0.0075
2 4	梁(NS)	I①	0.175	0.006	0.41	0.007	0.027	0.027	0.015	0.010	<0.005	<0.003	<0.003	0.011	<0.002	0.0031	0.0105
2 0	柱	A④	0.252	0.007	0.34	0.009	0.037	0.014	0.017	0.008	<0.005	<0.003	<0.003	0.007	<0.002	0.0038	0.0061
2 0	柱	WP④	0.237	0.009	0.35	0.006	0.042	0.010	0.005	0.010	<0.005	<0.003	<0.003	0.013	<0.002	0.0029	0.0088
3 0	接合部	GP①	0.208	0.038	0.40	0.041	0.051	0.014	0.008	0.019	<0.005	<0.003	<0.003	0.012	<0.002	0.0027	0.0073
3	梁(NS)	B②	0.291	0.012	0.58	0.017	0.037	0.30	0.029	0.023	<0.005	<0.003	<0.003	<0.002	<0.002	0.0018	0.0091

注) C : チャンネル 305×75×7, I : I形鋼 457×155×14, A : アングル 152×102×16, WP : ウェブ P L 305×16t, GP : ガゼット P L 10t, B : プレース (アングル) 65×65×10

輸入材 (CARNEGIE社、EASTERN社) であることが判明している。当時の米国の設計資料 (THEARCHITECTS'SANDBUILDER'SPOCKET-BOOK、1916) によると、構造用鋼材として400N鋼が規定されており、燐 (P) が0.06%以下、引張強度が55000 lb/in<sup>2</sup> (39kg/mm<sup>2</sup>) ~ 65000 lb/in<sup>2</sup> (46kg/mm<sup>2</sup>)、降伏点は引張強度の1/2 (19 ~ 23kg/mm<sup>2</sup>)、伸びは1400000/(55000 ~ 65000) = 25 ~ 21%と規定している。なお、JES第20号構造用圧延鋼材のSS39も米国の規定ほぼ同様な規定値である。(本規定に相当する現状JIS規格のSS400は、燐 (P) 0.05%以下、硫黄 (S) 0.05%以下、引張強度が400N/mm<sup>2</sup> (585000 lb/in<sup>2</sup>) ~ 510N/mm<sup>2</sup> (74000 lb/in<sup>2</sup>)、降伏点は245N/mm<sup>2</sup> (25g/mm<sup>2</sup>) 以上、伸びは17%以上である)

表6.2に示した化学成分分析では、Pの値は当時の規格を満足しており、特に米国製の形鋼は値が小さい。これは、原材料である良質な鉱石が使用されていたことによると思われる。表6.2の成分分析結果や介在物清浄度測定結果 (表6.3) では、不純元素、介在物が多量に含まれていることが確認されており、当時の精錬技

表6.3 介在物清浄度測定結果

部材 No.	主部位	形状・サイズ	測定結果 (%)				
			dA60×400	dB60×400	dC60×400	d60×400	
1 8	接合部	C①	Channe [305×75×7]	0.210	0.002	0.042	0.254
2 4	梁(NS)	I①	I-beam [457×155×14]	0.033	0.061	0.022	0.116
2 0	柱	A④	Angle [152×102×16]	0.065	0.015	0.005	0.085
2 0	柱	WP④	Web-PL [305w × 16t]	0.061	0.038	0.018	0.117
3 0	接合部	GP①	Gusset-PL [10t]	0.082	0.006	0.024	0.112
3	梁(NS)	B②	Angle [65×65×10]	0.288	0	0.011	0.299

注) A系 : 加工によって粘性変形したもの (燐化物、珪酸塩など)  
B系 : 加工方向に集団をなして不連続的に粒状の介在物が並んだもの (アルミナなど)  
C系 : 粘性変形しないで不規則に分散するもの (粒状燐化物など)

術レベルを知ることが出来る。なお、八幡製鉄所製のアングルは、米国製と成分値が異なりP等の値も高い。図6.4に示した引張試験結果では、降伏点は全体的に低めであるが、引張強度は、ほぼ当時の規格内となっており、JES (SS39) とJIS (SS400) にも対応している。総合評価として

は、柱・梁・プレースの鋼材は、当時の規格を満足した鋼材であると評価できる。

参考のため、表6.4にシャルピー衝撃試験結果を示す。

c) リベット、ボルト

リベットとボルトは、いずれも引張強度が400N/mm<sup>2</sup>を有したもので

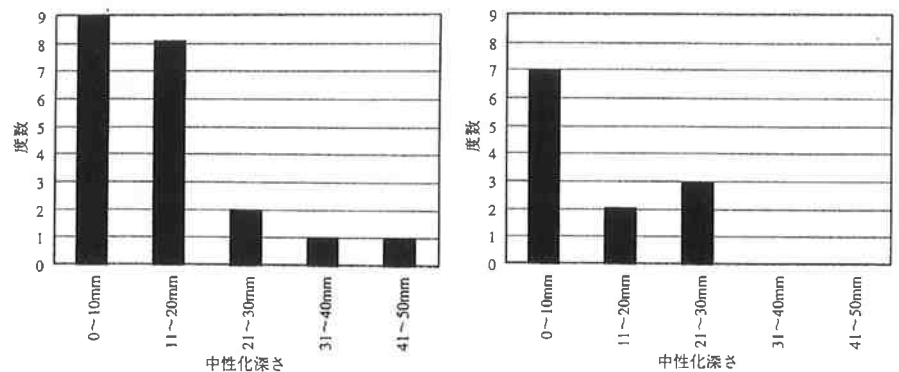


図6.4 コンクリートの中性化の進行状況

表6.4 シャルピー衝撃試験結果

部材 No.	主部位	形状・サイズ		試験温度 ℃	吸収エネルギー(J)				脆性破面率(%)			
					n1	n2	n3	平均	n1	n2	n3	平均
18	接合部	C①	Channe[305×75×7]	0	18	34	36	29	56	27	30	38
30	接合部	G P①	Gusset・PL[10t]	0	17	21	12	17	61	59	71	64
3	梁(NS)	B②	Angle[65×65×10]	0	5	13	15	11	62	58	58	66
20	柱	A④	Angle [152×102×16]	0	5	5	5	5	93	92	92	92
20	柱	WP④	Web-PL[305w×16t] 運移温度：36℃	-20	4	3	5	4	100	100	100	100
				0	5	6	6	6	91	90	91	91
				20	16	14	14	15	72	71	72	71
				40	41	40	41	41	47	46	46	46
				60	74	67	63	68	23	25	32	27
				80	80	87	91	86	6	10	8	8
24	梁(NS)	I①	I-beam[457×155×14] 運移温度：38℃	-20	4	4	4	4	100	100	100	100
				0	5	7	7	6	87	82	89	86
				20	14	23	19	19	79	65	70	71
				40	41	39	40	40	48	47	48	48
				60	69	74	74	72	22	22	23	22
				80	86	88	90	88	0	3	0	1

注) 部材No.18、30、3：ハーフサイズ(5mm)

測定している。結果としては、鉄筋は腐食がまったく認められないか、表面に点さびが認められる程度であり、総じて腐食は、ほとんど進行していないものといえた。また、多くの箇所では中性化は鉄筋位置まで進行しておらず、鉄筋位置まで中性化が進行したのもさびの進行は中性化が進行していない部分と同程度であった。

図6.4にコンクリートの中性化の進行状況を、図6.5にコンクリートの圧縮強度試験結果の概要を示す。

その他、セメントの水和組織についてのSEM観察についても行っている。その結果の概要を報告するので、その結果の概要を報告する。それによれば旧丸ビルのセメントの炭酸化の進行は総じて遅く、また内部組織においては水酸化カルシウムの結晶がよく発達しており、コンクリートがフレッシュな状態で解体時まで維持されてきたことが見て取れる(図6.6)。

以上から、旧丸ビルのコンクリートの材質については、70年を超える経年にも関わらず、いまだ十分の耐久性が維持されていたことが確認されたのである。

### 6.3 図面、資料等

現存している旧丸ビルの図面や仕様書・見積書等の資料としては、時系列でみると、

あることが確認された。参考のために、表6.5にリベットとボルトの成分分析結果を示す。

### 6.2 コンクリートの物性調査

旧丸ビルの解体時に、コンクリートの中性化と鉄筋の腐食状況などを中心に、コンクリートの材質の調査を実施したのでその概要を報告する。

コンクリートの中性化については、各階の壁において、室内側から屋外に向かって水平方向に、合計21本のコア供試体を採取し、割裂破断面にフェノールフタレイン溶液を噴霧して中性化深さの測定を行った。室内側におけるコンクリート部分の中性

化深さは最大で50mm、大半の部分では20mm以下であった。室内側には、大半プラスターとモルタルによる10~33mmの仕上げが施されており、仕上げがないのは21カ所中2カ所だけであった。また、壁を貫通して、コア供試体を採取したものについて、室外側における中性化深さも測定したが、その結果は、最大値が26mm、半数以上が0mmであった。

次に鉄筋の腐食状況についても、柱もしくは壁において、合計30カ所でコンクリートをはつり取り、鉄筋を露出させて腐食状況を調査した。同時に、はつり面にフェノールフタレイン溶液を噴霧して中性化深さを

表6.5 ボルトとリベットの成分分析結果

部材 No.	主部位	形状 サイズ	分析元素													m/m%	
			C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Nb	Ti	N	O	
—	—	B W3/4	0.143	0.21	0.70	0.053	0.043	0.010	0.066	0.027	<0.005	<0.003	<0.003	0.010	<0.002	0.035	0.0432
29	接合部	R φ20	0.076	0.005	0.40	0.006	0.041	0.011	0.015	0.022	<0.005	<0.003	<0.003	0.14	<0.002	0.0035	0.0162

注) B：ボルト、R：リベット

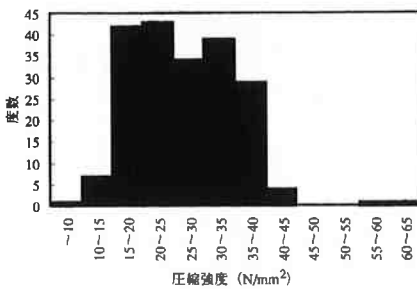


図6.5 コンクリートの圧縮強度試験結果



図6.6 SEM監察結果

表6.6 確認されている構造関連図面の内訳

図面種別	枚数
構造計画図	4枚
構造設計図	55枚
浦賀沖地震による被害補修工事図	14枚
関東地震による被害補修工事図	24枚

- 計画図
- 設計図
- 工事途中の詳細指示図
- 浦賀沖地震による被害補修工事図
- 関東地震による被害補修工事図
- その他地下外部接続、中庭増築等の改修図等

がある。これらは、すべて検索可能な状態で整理保存がなされており、マイクロフィルムにも収容されている。図面枚数としては約1200枚、その他の資料が約80点程ある。

その内で、構造設計に関わる資料として確認されている物の内訳を見ても、以下の通りである。

その他、公式の文献として出版されている資料としては、以下がある。

- 震災予防調査会 第百号丙上 1923 (大正12) 年10月刊行「鉄骨造被害調査報告」内藤多仲
- 建築雑誌 [1926 (大正15) 年学会] 「丸ビルの構造 (改修後) と振動及び工事概要」
- 建築雑誌 498号 1927 (昭和2) 年7月刊行「丸ノ内ビルディングの構造と振動」齊田時太郎

資料数としては少ないと思われるかもしれないが、それぞれの資料では、丸ビルについてかなり多くの頁数が割かれており、実は旧丸ビルの

構造に関するほとんどの情報が、公開されていたと言っても過言ではなかったことを付記しておく。

#### 6.4 最後に

以上7回にわたって、旧丸ビルの解体時に実施された「丸ノ内ビルディング技術調査」について、とくに建築構造に関わる問題を中心に、その概要を報告した。

調査を進めるに当たっては、多くの人たちからさまざまな協力や貴重なアドバイスを頂くことができ、深く感謝するとともに、このような仕事にたずさわれたことについて、幸せを感じている。とくに、技術調査のアドバイザーにお願いした、東京工業大学名誉教授の藤本盛久先生、当時東京大学教授の友澤史紀先生には、丁寧で心温まるご指導、ご鞭撻を頂いた。心より御礼を申し述べる次第である。また、調査の実行役として具体的な調査業務を担当された、現秋田県立大学教授の小林淳先生を始めとする、当時の大成建設技術研究所の面々には本当にお世話になった。心より感謝したい。

それから、三菱マテリアルセメント研究所の古賀康男さんや、新日本製鐵の山口種実さんなど、多くの方々から調査協力や貴重な資料の提

供を頂いた。心より感謝する次第である。

さて、このような調査を進める内には、様々な人との出会いがあり、また印象に残っている思いでも多々ある。ここでは、その中でも、とくに印象に残っており、また建物を建設するということの面白さを痛感させられたエピソードを、最後に一つだけ紹介しておきたい。それは旧丸ビルに安置されていた「守護観音像」のことである (図6.7)。

旧丸ビルの解体と新しい丸ビルの構想をまとめるために、あわただしくしていたある日のこと、同僚から次のような情報がもたらされた。

それは、当時三菱合資会社に勤めておられたある社員のご遺族の方から会社宛に手紙が届いて、その中に「父の話によれば旧丸ビルには、建物の安全を祈願して観音像が安置されているはずなので、建物を永年にわたって守ってくれた労をねぎらって、供養をして欲しい」というような内容のことが記されていたというのである。後日判明した所では、その社員というのは川元良一さんという方で、当時の設計図等にも多くのサインが残されている、旧丸ビル建設の中心的な人物の一人である。

ちなみに川元さんは、旧丸ビル竣

工後、三菱合資会社を退社され、建築家として活躍されたことが分かっており、その代表作には「軍人会館（今日の九段会館）」がある。お手紙を下されたご遺族とは、良一さんのご子息の、良夫さんである。川元良夫さんもまた、永年にわたり日本を代表する大手の建設会社に勤められ、つい最近退社されたばかりとのことで、建築には深い縁のある方であった。

旧丸ビルと観音像というのは、なかなか夢のある取り合わせであり、浪漫調の歴史ドラマに仕立てれば面白いのではないかと、大いに興味がそそられたのであるが、一方、その問題を決着させる当事者の一人という自分の立場を考えてみると、そう暢気なことを言ってもおられないことに気がついた。

何よりも大変なことは、その観音像が旧丸ビルのどこに安置されているのか、その手がかりが皆目ないことであった。解体までの時間は差し迫っており、万一にも発見されることもなく観音像が闇に葬られることにでもなれば、寝覚めの悪いこと夥



図6.7 発見された観音像

しい話である。なんとしても見つけだしたいという気持ちから、非破壊による躯体内部の調査方法を検討し、調査計画を立てた。

一方、少しでも調査費用を削減したいという一念から、アフターファイブともなれば、どこに観音像が安置されているか、そのアイデアを互いに披露しあい、その場所の特定の

ために、夜遅くまで話の花が咲いたのであった。

そのような我々の一念が通じたのであろうか、ある日の午後、監理部署の同僚から、「観音像が見つかりました」という電話が入った。慌てて現場に駆け付けてみると、木箱に入った大きさ10cm位の可愛らしい観音像が正に安置されていたのである。後で同僚から聞いた所では、旧丸ビルの屋上の機械室外部の壁には、観音様のレリーフが飾られていることが知られていたが、そのレリーフの取り外し方を検討するために機械室内部の壁をそっとはつてみた所、木箱が出てきたと言うのである。もしやと思い恐る恐る蓋を開けて見ると、観音像がお出ましになったというわけである。

問題が解決して見ると、後はほのぼのとした雰囲気だけが残ることとなった。考えて見れば、川元良一さんを始めとする当時の三菱のエンジ



図6.8 新しい丸ビル全景（竣工間近）

ニアというのは、ほとんどが東京帝大造家学科等を卒業した、時代の先端を担うトップエンジニアであった。

国際感覚にも精通したそのエリート達が、米国の先端技術を導入し巨大な先端オフィスビルを建設するが、未曾有の大地震を2度も体験し、大きな挫折を味わう。その後なんとか補強改修工事を終え、責任を全うしたその人たちが集まって、建物の安全を心から祈願して観音像を安置したというのは、とても素晴らしい話に思えたのである。

このように、建物には、それに関わった多くの人たちの思いを秘めて建っているのである。旧丸ビルから新しい改築丸ビルに引き継がれた、高さ31m（百尺）のフォルムや、三連アーチなどとともに、そのような様々な思いが昇華して、新しい改築丸ビルの建設に結びついたとされている。その、新生丸ビルの竣工も、いよいよ間近である。