

1923年関東地震における鉄筋コンクリート造建物の被害に関する研究

- 動的特性に基づく構造被害の評価 -

DAMAGE OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS DURING THE 1923 GREAT KANTO EARTHQUAKE BASED ON DYNAMIC CHARACTERISTICS

林 章二*, 福和伸夫**, 宮腰淳一***

Shoji HAYASHI, Nobuo FUKUWA and Junichi MIYAKOSHI

In this paper, we analyzed the damage of reinforced concrete buildings due to the 1923 great Kanto Earthquake in the City of Tokyo based on the dynamic analysis of a specified building that was studied in the damage investigation reports. Earthquake response analysis was conducted using the restoring force characteristics of the building at that time. Seismic ground motion predicted at the building site for the 1923 great Kanto Earthquake was used. As a result, the relationship between the damage criteria by investigation reports and damage analysis data confirmed that the analysis method was useful to estimate the damage and seismic performance of the reinforced concrete building at that time.

Keywords: The 1923 great Kanto Earthquake, Building damage, Reinforced concrete buildings, Investigation reports, Earthquake response analysis, Restoring force characteristics

1923年関東地震, 地震被害, 鉄筋コンクリート造建物, 調査資料, 地震応答解析, 復元力特性

1. はじめに

1923年関東地震は我が国史上最悪の犠牲者を出した自然災害である。この地震の建物被害に関しては、震災予防調査会をはじめとして膨大な調査報告がある。これに加え、近年、武村らにより、木造建物被害の分析に基づいて、当時の被害の実像がより一層明らかにされ、震度分布なども推定されている¹⁾。首都直下地震の発生が懸念されている現在、強震動予測や地震応答解析など、現有の知見をもって、関東地震の被害を再分析することの意義は大きい。

現代の東京中心部の建物の多くは鉄筋コンクリート造である。このため、関東地震時の鉄筋コンクリート造建物の被害分析は、現代都市の地震被害を予測する上でも重要な参考資料となる。また、東京には20世紀初頭から戦前にかけて建築された鉄筋コンクリート造による歴史的近代建築物が数多く残っている。これらは我が国の近代化の歴史を後世に伝える重要な歴史遺産であり、耐震改修を含む保存修復が重要な課題となっている。関東地震における鉄筋コンクリート造建物の被害分析を通して、当時の建物の耐震性能を把握できれば、竣工後50年以上を経過して現存する近代建築物の歴史的価値を活かしつつ、耐震補強を、よりの確に行う道が拓ける。

関東地震における鉄筋コンクリート造建物の被害調査資料としては、震災予防調査会『震災予防調査会100号(丙)下』の内の「鉄

筋コンクリート造被害調査報告」²⁾(以下、震災予防調査会報告)が知られている。この報告では鉄筋コンクリート造建物被害のほぼ全数が網羅されている。しかし、その総数は500棟程度に過ぎない。また、個々の建物に関する建築構造的な被害の記載は詳細さに欠け、建物の被害原因を詳細に分析するには資料的に十分ではない。

そこで、前報³⁾では、新たな資料として清水組による1923年関東地震の被害調査『大正12年九月一日関東地方大震災による建物の被害調査』⁴⁾(以下、清水組資料)を取り上げ、震災予防調査会報告と相互補完することにより、当時の鉄筋コンクリート造建物の被害分析を試みた。

統計的な被害分析については、一次的な分析を行ったものの、その資料数は限られており、この分析結果を補完する上でも、個別の建物に着目した検討が必要とされていた。一方、近年、動的解析手法や強震動予測の研究の進展も著しいので⁵⁾、これらの知見をもって当時の建物の耐震性能を評価し、被害資料を検証することは意味のあることと考えた。

そこで、本論では関東地震で被災した具体的な鉄筋コンクリート造建物を対象に地震応答解析を行い、応答解析結果と被害記録を比較することで、地震被害性状の分析を行う。併せて、当時の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能を評価する方法について新たな知見を

* 清水建設株式会社 研究所 工修

** 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

*** 清水建設株式会社 研究所 工博

Institute of Technology, Shimizu Corp., M. Eng.

Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

Institute of Technology, Shimizu Corp., Dr. Eng.

得ることを目的とする。

本論では、耐震性能の評価は、以下の手順で行う。

- 1) 既往の調査資料の中で、被害状況が詳細に記録された建物を選定する。できるだけ、当時の建物を代表する特徴的な用途、平面計画の建物とする。この際に、当時の鉄筋コンクリート造建物の構造形式について整理する。また、建物立地点は、既報で検討した地域分類³⁾の中で位置付け、被害建物が多く建設されていた地域を選択する。
- 2) 解析に必要な材料定数を設定するに際しては、当時の試験結果や耐震改修実施時に実施された材料試験結果を参考にする。
- 3) 調査資料および当時の図面に記載された構造諸元値をもとに、D値法⁶⁾を用いて解析対象建物の剛性を評価する。また、部材強度は耐震診断基準⁷⁾による算定式を用いて評価する。これらを基に建物各層の復元力特性を設定する。
- 4) 公開されているボーリング資料をもとに建物敷地の地盤モデルを設定する。
- 5) 1923年関東地震の再現地震波を用い、当該敷地の地盤特性を考慮した入力地震動を算定し、建物の地震応答解析を行う。
- 6) 地震応答解析により得られた最大応答層間変形角・応答履歴を、被害資料に基づいて設定した被害クライテリアと対比することで、被害性状を評価する。

以上の手続きに従って、当時の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価を行う。また、この結果に基づいて、既報³⁾で整理した被害傾向を補完し、当時の鉄筋コンクリート造建物の耐震性状に関する知見を得る。

2. 調査対象建物

個別の建物の被害状況を検討するうえで、どのような建物を選定するかは重要である。ここでは、被害調査資料における鉄筋コンクリートの仕様、および構造諸元の記載の詳細さを勘案して、分析対象建物を選定した。

対象資料は、『震災予防調査会の資料』²⁾および『清水組資料』⁴⁾である。清水組資料の中には、建物の構造図、被害調査図が記録されている建物もあるので、このような記録のある建物を優先して採用した。特に、耐震改修が実施され、現在も活用されているものを対象とした。

2.1 選定する建物の条件と解析対象建物

解析対象とする建物は、調査資料を基に、次の条件に従って選定した。構造諸元が把握できること、被害状況が記録されていること、地震による被害と火災による被害を区別できること、倒壊または完全崩壊に至る原因が特定できること、接合部のみに起因する崩壊でないこと、平面、立面形状が比較的単純であること等である。

当時の鉄筋コンクリート造建物は建物高さ、用途、建設地分布に特徴がある。当時の最先端の建物である5階以上の高層建物は、丸の内などの東京中心部に集中していた。また、建物高さ別の被害率の比較から、5階以上の建物の被害が大きいことが分かっている³⁾。1923年関東地震で見られた鉄筋コンクリート造建物の破壊性状はせん断破壊によるものが多く、特に壁量の不足が被害の主たる原因であった。フレーム架構のみにより水平力に抵抗することを想定し

た建物は、特に耐震性が不足していた。また、鉛直力を内部フレームのみで支持し、水平力は外壁のみで負担するという考え方を採用していた建物も多く、このことが被害を増加させた可能性もある⁸⁾。

そこで、上記の選定条件や、被害状況、立地地域の視点からと、後に免震レトロフィット構法による耐震改修が実施されていることに着目し、日本工業倶楽部会館について検討することとした(図1)。ちなみに、日本工業倶楽部会館は、筆者の一人が改修工事に関係したので、工事のために実施した調査結果を入手することができた。日本工業倶楽部会館は、東京・丸の内に建設された事務所建築であり、設計は横河工務所、施工は施主直営、大正9年に竣工し、建物規模は、地上5階・塔屋1階、延床面積8,612m²である。構造は鉄筋コンクリート造(一部鉄骨造)で、基礎は、外周部が布基礎、内部が独立基礎、地業に長さ2間半の松杭を用いている。鉄筋はリブバー、ハーバーメイヤー^{注1)}、および丸鋼が用いられている。清水組設計ではないことから、震災予防調査会報告²⁾においても、被害状況が比較的詳しく記述されている(図2、表1)。図2に示す被害調査記録図²⁾によると、2、3階外壁に多数のせん断亀裂が生じている。被災度の分類では「大破」となっており、震災復旧のための補強工事が行われ、その後、2000年まで利用されていた。

現状は、当初の建物の1/3の構造体が保存され、残りの2/3は改築されている。また、改築部分とともに免震レトロフィット工事¹⁰⁾が実施されており、改築に際しては、構造体の形状・寸法、鉄筋の配筋、コンクリートの圧縮強度、中性化などの構造調査が行われている^{11)、12)}。2階床伏図、軸組図、及び、調査された柱、梁の部材リストを図4、図5、表2、および表3に示す¹²⁾。ちなみに、震災復旧時に補強された柱部材は、改築の際に貴重な資料として日本大学船橋キャンパスに保存されている¹³⁾。

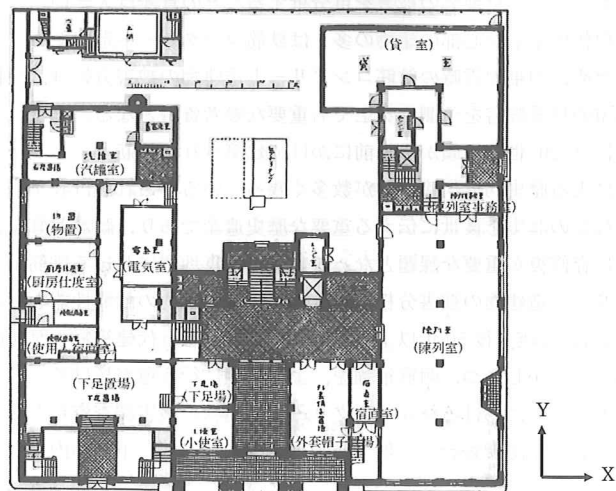


図1 日本工業倶楽部会館外観(南東面)・1階平面⁹⁾

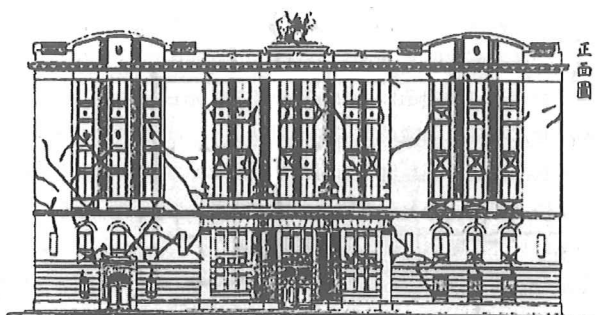


図2 被害調査記録図（南立面）²⁾

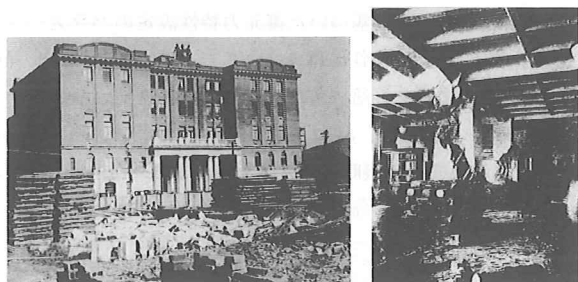


図3 被害状況

表1 被害調査記録（日本工業倶楽部会館）の一部²⁾

被害の程度（略）1階東側陳列室の柱は3本中途にて破壊し混凝土剥落し鉄筋露出しこれより上階の各床は何れも約3寸下降し従ってこれを支ふる各大梁其他に亀裂を生ぜり、亀裂の甚だしきは外壁のみに非ずして略之と同程度の亀裂を内部にも生じ正面大階段の周囲及び玄関脇の階段周壁には何れも大亀裂を認む。

3階に於ける正面広間の鉄骨を有する大食堂に近き部分に図示する如き大亀裂を生じ北側外壁の附近に於て鉄筋の切断せられたる箇所あり、又厨房と大食堂との中間近くにも床に亀裂を生ず、之主として高さ及び構造を異にする二部分の接合部なりしによるものと考へらる。

此の建物を斯かる被害あらしめしは、一、外壁壁厚の比較的薄かりしこと、二、内部に強固なる間仕切壁の比較的少なりしこと、三、鉄骨造部分と純鉄筋混凝土造部分との連結に遺憾の点ありしこと等によるものと考えられる。（略）

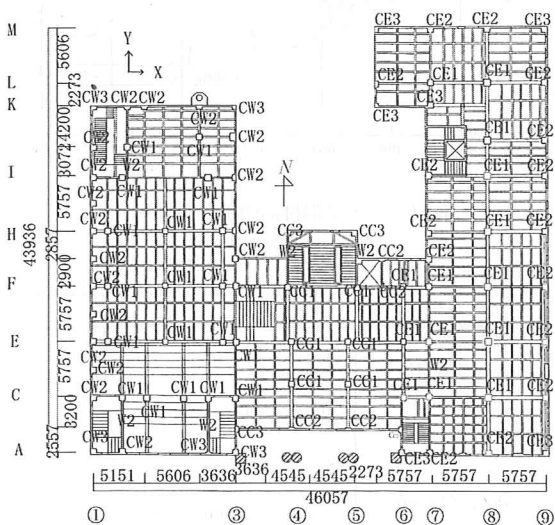


図4 2階床伏図（文献12）を基に作成）

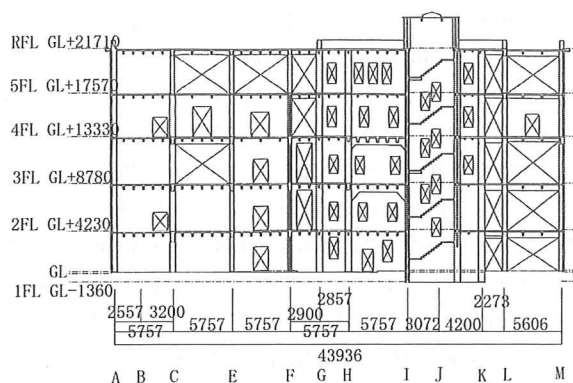


図5 ⑦通軸組図（文献12）を基に作成）

表2 柱部リスト（E-8,E-9通）

階		中柱	側柱
5階	断面寸法B×Dmm	320×320	520×310
	主筋mm	8-9φ	6-9φ
	フープmm	6φ-φ218	6φ-φ218
4階	断面寸法B×Dmm	470×470	670×390
	主筋mm	8-13φ	6-13φ
	フープmm	6φ-φ218	6φ-φ218
3階	断面寸法B×Dmm	560×560	660×510
	主筋mm	4-25φ	6-16φ
	フープmm	4-16φ	6φ-φ285
2階	断面寸法B×Dmm	610×630	675×600
	主筋mm	4-25φ	6-16φ
	フープmm	4-16φ	6φ-φ240
1階	断面寸法B×Dmm	685×685	685×600
	主筋mm	16-D29	4-D22
	フープmm	6φ-φ305	6φ-φ305

表3 梁部材リスト（E-8,9通）

階	梁	E-8,9通	端部（8通）	中央
R階	断面寸法B×Dmm	260×645	260×645	260×645
	上端筋	4-H16+4-D22	4-D22	4-D22
	下端筋	4-H16+2-D22	8-H16+1-D22	8-H16+1-D22
	スタラップmm	φ9φ-φ71	φ9φ-φ172	φ9φ-φ172
5階	断面寸法B×Dmm	265×630	265×630	265×630
	上端筋mm	4-H16+4-D22	4-D22	4-D22
	下端筋mm	3-H16+2-D22	6-H16+1-D22	6-H16+1-D22
	スタラップmm	φ9φ-φ81	φ9φ-φ157	φ9φ-φ157
4階	断面寸法B×Dmm	330×790	330×790	330×790
	上端筋mm	8-H22+2-D22	2-H22+2-D22	2-H22+2-D22
	下端筋mm	3-D23	4-H22	4-H22
	スタラップmm	φ9φ-φ90	φ9φ-φ240	φ9φ-φ240
3階	断面寸法B×Dmm	270×630	270×630	270×630
	上端筋mm	9-D22	2-D22	2-D22
	下端筋mm	7-D22	8-D22	8-D22
	スタラップmm	φ9φ-φ61	φ9φ-φ121	φ9φ-φ121
2階	断面寸法B×Dmm	310×615	310×615	310×615
	上端筋mm	7-D22	2-D22	2-D22
	下端筋mm	6-D22	8-D22	8-D22
	スタラップmm	φ9φ-φ74	φ9φ-φ116	φ9φ-φ116

鉄筋種類 H:ハーバーメイヤー D:リップバー

2.2 関東地震当時の建物の構造形式

1923（大正12）年関東地震当時は、多種多様な構造形式の鉄筋コンクリート造建物が建設されていた。そこで、構造形式について整理しておく。

初期の鉄筋コンクリート造技術導入期は、アンネビック式構法^{注2)}や、1906年サンフランシスコ地震以後に導入されたカーンバー式構法^{注3)}など米国式技術による建物だった。大正前期になると、我が国独自の構造研究をもとにした建物も登場し、大正期の鉄筋コンクリート造建物には、様々な構造形式の建物が混在していた^{8), 14)}。

また、当時は耐震設計の創成時期にも当たる。佐野が「家屋耐震構

造論」(1914年, 大正3年)で水平震度の考え方を提示し¹⁵⁾, その後, 大正8年に「市街地建築物法及施行令」, 大正9年に「市街地建築物法施行規則」により許容応力度法等が定められた。ただし, これらの法令に地震荷重の規定はない。その後, 内藤による耐震設計の考え方が示された。内藤の著¹⁶⁾は1924年の出版であるが関東地震以前に既にその考え方が提示され, 複数の建物の設計に取り入れられていた。内藤の設計による大阪高島屋(大正10年), 大阪商船本社(大正14年)では, 水平震度は1/20として考慮されている。また, 関東地震前に設計された歌舞伎座においても水平震度は1/20として考慮されていた¹⁷⁾。一方, 清水組は「清水組標準仕様書」(大正8年)¹⁸⁾をまとめ, 水平風圧力, 地震力を定めている。この中では東京地域の震度として1/8(0.125)が設定されていた。ただし, 関東地震時の清水組資料⁴⁾では, 個々の建物がこの震度を用いて設計されていたかどうかは示されていない。

表4に清水組調査資料⁴⁾に記載された建物を対象に, 鉄筋種類別の棟数および被害棟数を示す。調査対象建物46棟中, カーンバー, リップバーを用いたものは19棟, 丸棒を用いたものは26棟, 丸棒とカーンバー, リップバーを混用したものは1棟という内訳となっている。また, 丸棒を用いたもののうち3棟はアンネビック構法が用いられている。このように, 当時, 使用されていた鉄筋は丸鋼, カーンバー, リップバーのものがほとんどであり, 丸鋼のものに大きな被害はなかったようである。

表4 鉄筋コンクリート造建物の構造形式別棟数⁴⁾

鉄筋種別	調査棟数	被害性状			
		被害ナキモノ	軽微ナル被害	大修繕ヲ要する被害	全潰
丸棒	26	23	3	0	0
カーンバー リップバー	19	14	2	2	1

3. 動的解析モデルの設定

解析を進める上で, まず, 建物構造特性の特徴を示す復元力特性を設定する。次に, 解析結果を的確に分析するため, 被災度クライテリアと被害性状との関係を整理する。そして入力地震動を設定して解析を実施する。

3.1 解析モデル

本建物の架構は, 柱と梁は一体の鉄筋コンクリート構造として施工されており, また, 床はワッフルスラブ形式の鉄筋コンクリート造で, 梁と一体になっている。このため, 水平剛床を仮定できると考え, 解析モデルはせん断型多質点系モデルとした。復元力特性は最大耐力後の耐力低下を考慮できるものとし^{19), 20)}, 剛性低下型Tri-Linearモデルによりモデル化した²¹⁾。

当時の鉄筋コンクリート造建物については, 水平荷重に対する復元力特性に関する研究例は少なく, 数少ない研究として昭和初期の田辺らによる, 壁, 壁付フレームに対するせん断加力試験結果がある²²⁾。試験体は1層1スパンの有壁ラーメンをモデル化した1/10の縮小試験体を用いており, スパン51cm, 高さ(梁芯まで)48cm, 壁厚は1cm, 2cmである。亀裂発生による剛性低下が生じる部材角を確認するため, 田辺の実験結果をもとに, 図6に水平荷重と水平変位(部材角)の関係を整理した。亀裂発生により剛性低下が始まる部材角は, 3/10000~4/10000rad程度, 破壊に達する部材角は縦横

筋配筋の有壁ラーメンの場合で4/1000~5/1000radとなっている。

また, 日本工業倶楽部会館では建屋の一部保存のために, 保存部1スパン相当(1900mm×1900mm)の床を復元した試験体による面内方向のせん断加力試験が実施されている(図7)^{23), 24)}。試験体の床, 梁の形状, 配筋を既存建物と同一とし, コンクリート強度を材料試験結果に基づき同等としている。試験結果は, 耐震診断基準式⁷⁾を用いて終局せん断強度との対応を評価している。

復元力特性を設定するパラメータは, 初期剛性 K_1 , ひび割れ発生変位 δ_1 , 終局強度 Q_u , 終局強度時変位 δ_2 , および最大耐力時の変位 δ_3 とし, 2次剛性, 3次剛性の初期剛性に対する比を α_1, α_2 とした。

文献22), 23), 24)に基づいた復元力特性設定のパラメータを表5に示す。表5より低減率 α_1 は0.1~0.3, α_2 は0.01~0.05程度である。また, δ_1 に対する部材角はおおよそ1/3000rad, δ_2 に対する部材角は1/800~1/400rad, δ_3 における部材角は1/300~1/200radである。また, 最終的な破壊時点での部材角はおおよそ1/100radとなっている。

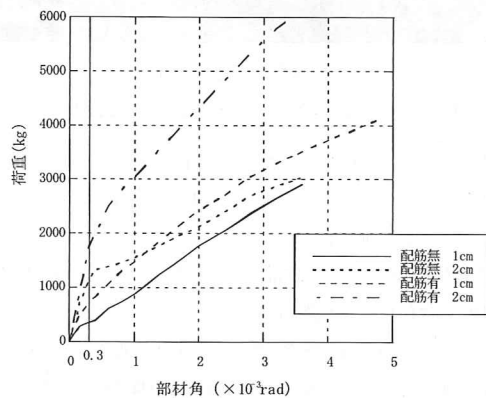


図6 水平荷重—部材角の関係(文献22)をもとに作成)

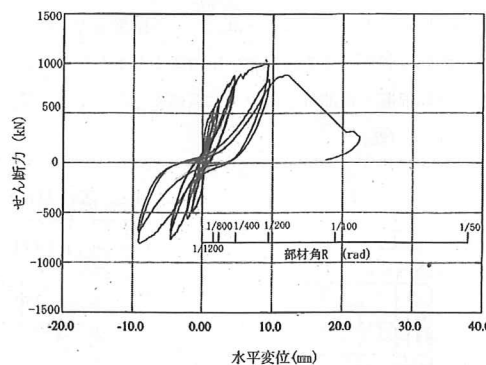


図7 床・梁部材面内加力試験^{23), 24)}

表5 復元力特性のパラメータ

復元力設定パラメータ	文献22)	文献23), 24)
剛性低減率 α_1	0.2	0.1~0.3
剛性低減率 α_2	0.05	0.01~0.03
ひび割れ変位 δ_1 (rad)	1/3000~1/1600	1/3000~
終局強度時変位 δ_2 (rad)	1/400	1/800~1/400
耐力低下開始変位 δ_3 (rad)	1/230~1/200	1/300~1/200
破壊変位 (rad)	1/100	1/100

本論では、復元力特性の設定において、各層の初期剛性は資料に記録されている部材断面、およびコンクリート強度等に基づいて部材剛性を算出し、D 値法⁶⁾により各層剛性を算定した。本解析に用いた材料定数は、改築時に実施された建物調査¹²⁾に基づき設定した。コンクリートの圧縮強度は、43 か所について試験が実施されている。試験体採取箇所数は階によりばらつきがあるため、試験体全数の平均値 17.9N/mm²を採用した。鉄筋は丸鋼、ハーバメイヤー、リップバーの3種類が用いられている。鉄筋の材料強度は17 か所について試験がされており、全数の平均値で、降伏強度は346N/mm²、引張強度は547N/mm²である。

建物の部材断面諸元については、断面調査が実施された部材はその結果を用いた。断面調査が行われていない部材については、部材の階、位置、及び記録された外形寸法を基に、断面調査された部材と対比させて鉄筋径、鉄筋数を推定した。

各層の終局強度の設定に用いる、部材のせん断終局強度の算定は、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説⁷⁾」に基づいた。耐震診断基準⁷⁾の適用範囲はコンクリート圧縮強度が13.5N/mm²以上とされているが、検討対象建物のコンクリート強度の平均値が17.9N/mm²であることから、大正9年竣工の建物ではあるが、せん断終局強度算定式⁷⁾が適用可能と判断した。また、ひび割れ発生時の層間変形角を1/3000rad、終局強度時の層間変形角を1/500rad、最大耐力時の層間変形角を1/250radとし、以後耐力を失うと設定した。これは、層間変形角1/500radで極脆性柱の破壊、層間変形角1/250radでせん断部材の破壊を想定した。また、最大耐力以降の耐力低下を考慮するため、負剛性を取り入れたモデルとした。耐力低下部分の特性は、層間変形角1/100radにおける耐力を最大耐力の50%として、最大耐力点と結んだ直線で設定した。3次剛性の剛性低下率は弾性剛性に対して α_2 は0.01とした。これらの検討を基に図8に示す復元力特性を設定した。

減衰は、瞬間剛性比例型とし、1次の固有振動数に対して粘性減衰定数0.03とした。解析を行った建物モデル概要および諸元値を表6、および図9に示す。XはEW方向、YはNS方向に対応する。

なお、材料強度に関する実データが存在しない建物を対象とする場合は、当時用いられていた材料強度を推定して用いることになる。推定に際しては当時の基準等^{18), 25), 26), 27)}を参考とする。

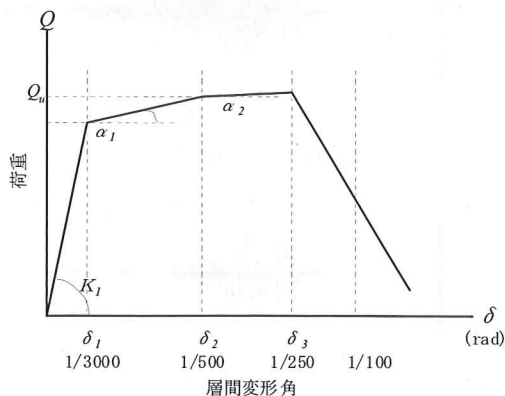


図8 設定復元力特性

表6 解析モデル諸元値

階	質量 m ($\times 10^7$ N)	階高 h (m)	剛性 K ($\times 10^{10}$ N/m)		終局強度 Q_u ($\times 10^7$ N)	
			X方向	Y方向	X方向	Y方向
5	2.305	4.14	0.348	0.551	1.522	1.599
4	2.850	4.24	1.056	1.120	1.779	1.839
3	2.806	4.55	1.039	1.076	2.519	2.602
2	3.428	4.55	1.152	1.235	3.135	3.227
1	2.857	5.59	1.164	1.153	3.489	3.655

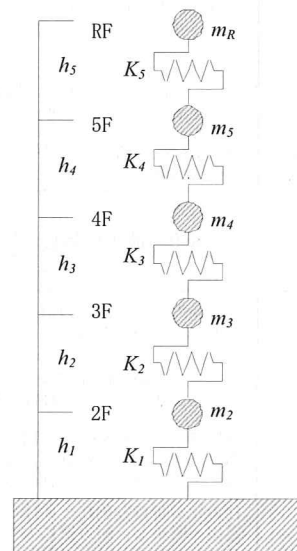


図9 解析モデル図

3.2 被災度クライテリア

復元力特性における剛性低下点の層間変形角と、被害性状、被災度クリアエリアの関係を、既往の研究^{3), 7), 22), 23), 24), 28), 29)}をもとに表7のように整理した。

筆者らは、前報³⁾で、調査資料の被害の記述に基づいて被災度を4段階に分類した。被災度の評価については、宮腰ら³⁰⁾が木造建物を対象として、1891年濃尾地震から1995年兵庫県南部地震までの被災度指標を整理している。

ここでは宮腰ら³⁰⁾の資料を利用しつつ、前報³⁾で提示した被災度指標と、既往の各種の被災度指標との対応を確認した。その上で、兵庫県南部地震における建築学会による鉄筋コンクリート造の被災度指標を採用した²⁹⁾。被災度の対応は、建築学会調査による被災度指標の内容と、清水組調査資料における被害記録内容とを、表8と表9の被災度の定義を介して対比させた。すなわち、筆者らが前報³⁾で定義した4段階の被災度「被害なし」、「小破・被害軽微」、「大破」、「全・半壊」を、建築学会被災度の「無被害～被害軽微」、「小破～中破」、「中破～大破」、「倒壊」にそれぞれ対応付けた。

被災度と層間変形角の関係は、実験結果^{7), 22), 23), 24)}の損傷状況と、被災度分類での被害記録とを対比することで、層間変形角と被害性状を対応付けた。すなわち、層間変形角 δ_1 はクラックが発生し剛性低下が始まる変形角、 δ_2 は損傷が生じ大規模な補修が必要となる変形角、 δ_3 は耐力が低下する変形角と考えた。

表7 被災度クライテリア

層間変形角 本検討設定値 (rad)	δ_1 1/3000	δ_2 1/500	δ_3 1/250
清水組調査資料提案 被災度分類	被害なし	小破・被害軽微	大破 全・半壊

表8 被災度指標³⁾

被災度	キーワード
被害なし	「被害ヲ認メズ」、「震害ヲ認メズ」、「震害ナシ」、「被害極メテ軽微」
小破・被害軽微	「(軽微ナル) 亀裂」、「小破損」、「被害軽微」、「震害軽微」、「数多ノ小亀裂」
大破	「大(ナル) 亀裂」、「大破スル」、「数多ノ亀裂」、「甚シキ亀裂」、「傾斜」、「基礎ノ(不同)沈下」、「フェール」、「クラッシュ」
全・半潰	「全潰」、「崩壊」、「半潰」、「部分倒潰」、「一部崩壊」、「辛ジテ全潰ヲ免ル」

表9 被災度指標²⁹⁾

被災度	被災状況
被害軽微	柱・耐力壁・二次壁の損傷が軽微かもしくは、ほとんど損傷がないもの。
小破	柱・耐力壁の損傷は軽微であるが、RC二次壁・階段室のまわりに、せん断ひびわれがみられるもの。
中破	柱に典型的なせん断ひび割れが、曲げひびわれ、耐力壁にせん断ひび割れが見られ、RC二次壁・非構造体に大きな損傷がみられるもの。
大破	柱のせん断ひび割れ・曲げひびわれによって鉄筋が露出・座屈し、耐力壁に大きなせん断ひびわれが生じて耐力に著しい低下が認められるもの。
崩壊	柱・耐力壁が大破壊し、建物全体または一部が崩壊に至ったもの。

3.3 入力地震動

入力地震動は、1923年関東地震を対象にハイブリッド合成法により予測された工学的基盤における波形を用いた⁵⁾。建物立地点の工学的基盤で予測された加速度波形と、当該敷地でのボーリングデータ³¹⁾を用いて等価線形解析により地盤地表の応答波形を算定した。地盤物性のうち、S波速度(V_s)はN値から今井らの換算式³²⁾、³³⁾をもとに算定した。地盤の減衰定数は、土質により $h=2\sim6\%$ とした。また、動的変形特性については既往の経験式³³⁾に基づいて土質種別ごとに設定した。

日本工業倶楽部会館の建物敷地の柱状図(図10)を見ると、軟弱な表層の下に、深さ20mまでN値20前後の砂質土層が続き、粘性土層をはさんで、N値50以上の砂礫質層となっている。算定した表層地盤の増幅特性(2E/2E)を図11に示す。また、既報³⁾で実施した当該敷地近傍で常時微動測定から求めたH/Vスペクトルを図12に示す。図より3Hz, 7Hz, および9Hz近傍で地盤応答が増幅されており、これらはH/Vスペクトルの2.5Hz~3.5Hz, 7Hz および9Hz近傍でのピークに対応していると思われる。

図13に工学的基盤と地表での水平Y方向(NS)の加速度波形を、図14に加速度応答スペクトルを示す。工学的基盤での最大加速度 223cm/s^2 に対し、地表では 303cm/s^2 に増幅している。ちなみに、図示はしていないがX方向(EW)も同様の加速度応答になっている。これらの結果から地表の応答レベルは概ね、現行設計の2次設計レベルに相当していることが分かる。

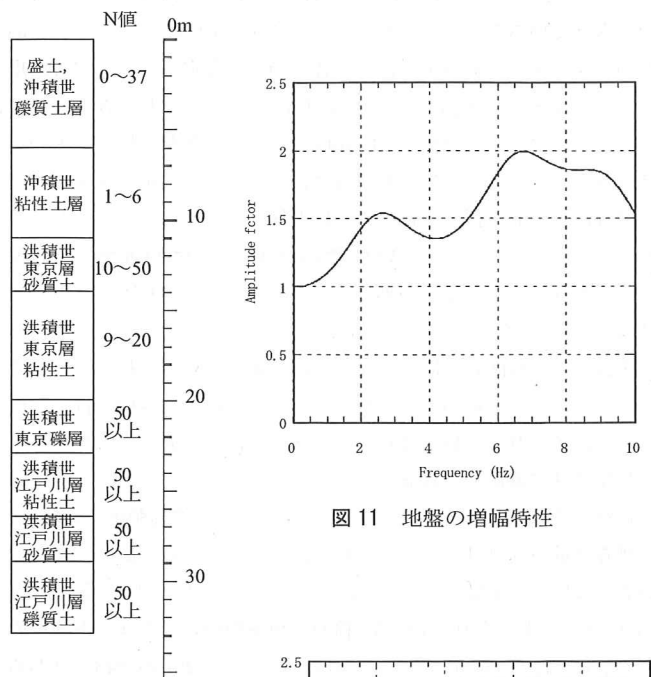
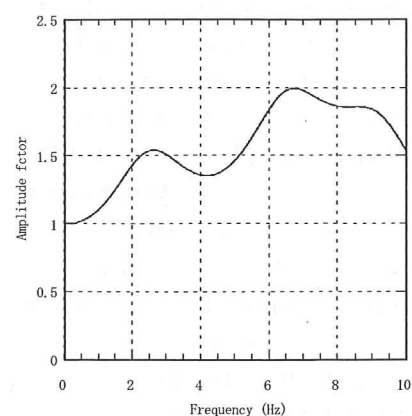
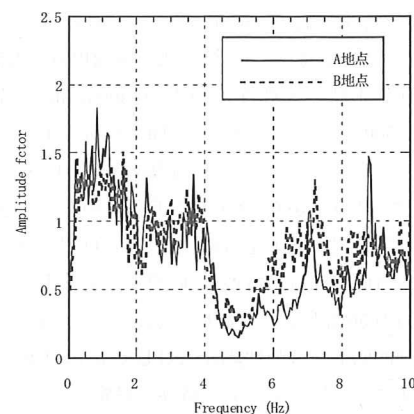
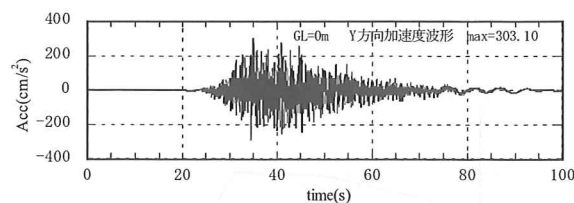
図10 ボーリング柱状図³¹⁾

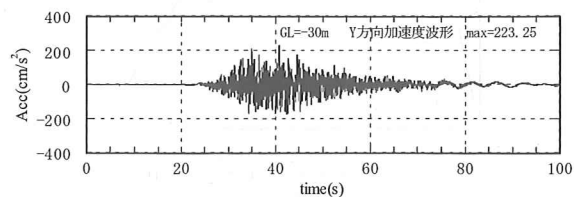
図11 地盤の増幅特性



A 地点: 東京海上ビル北側
B 地点: 第一生命ビル北側

図12 近傍地点のH/Vスペクトル³⁾

Y方向地表入力加速度波形



Y方向GL=30m復元加速度波形

図13 復元加速度波形

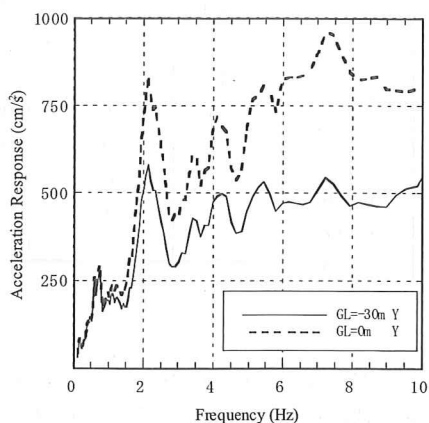


図 14 Y 方向加速度応答スペクトル

4. 解析結果

解析は、建物 X (EW), Y (NS) の各方向に対して実施した。各固有値解析結果を表 10 に示す。本建物では改修前に常時微動測定が行われており、その結果は、X 向は 3.23Hz (0.31s), Y 方向は 3.85Hz (0.26s) である¹¹⁾。この結果は、表 10 に示す解析結果に比べ 15～30%程度高めの振動数となっている。微動計測時の本建物は、地震直後の補強工事や、その後に行われた増築工事が行われた状態に相当しており、被災当時と比較して、剛性が増大し、固有振動数が高めの値となったのではないかと判断される。

各階の最大応答加速度を表 11 に示す。最上階の応答加速度は X 方向 407cm/s², Y 方向 393cm/s² となり、入力に対して約 1.34 倍の増幅となった。各階の応答履歴曲線を図 15, 図 16 に示す。また、最大層間変形角、層間変位を表 12 に一覧する。X 方向では 3 階で層間変形角は 1/463rad で最大となり、2 階でも 1/495rad と比較的大きな応答を示した。2, 3 階の応答履歴は設定した終局強度時変位 (1/500rad) を超えてはいるものの 1/250rad に達しておらず、耐力低下の傾向は認められない。一方、Y 方向では 2 階の層間変形角が 1/446rad で最も大きく、3 階も 1/471rad と比較的大きな応答を示し

表 10 固有値解析結果

次数	X 方向		Y 方向	
	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
1	2.84	0.35	2.92	0.34
2	6.64	0.15	7.54	0.13
3	10.43	0.10	11.40	0.09
4	15.40	0.06	15.98	0.06
5	17.92	0.06	18.42	0.05

表 11 最大応答加速度

階	X 方向	Y 方向
	加速度 (cm/s ²)	加速度 (cm/s ²)
RF	407	393
5	363	343
4	350	361
3	268	304
2	258	255
1	304	303

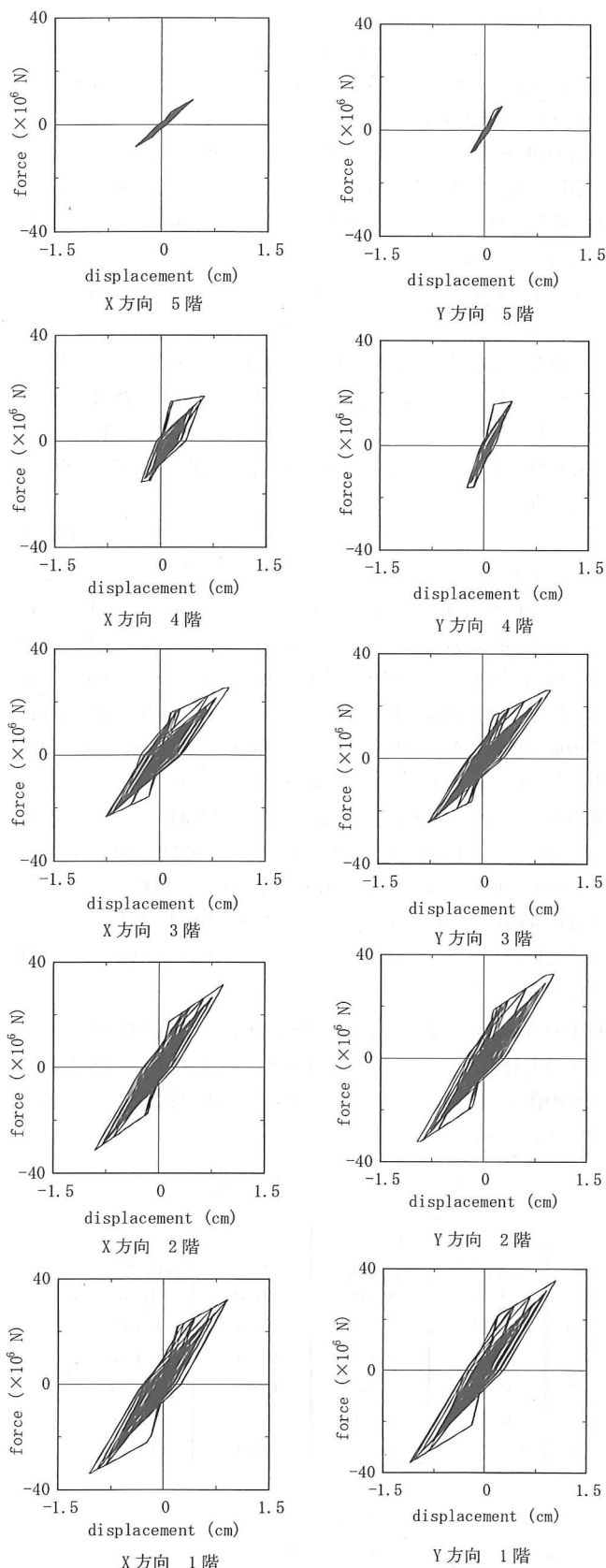


図 15 X 方向
層間変位—せん断力
履歴曲線

図 16 Y 方向
層間変位—せん断力
履歴曲線

た。履歴曲線には耐力低下の傾向は認められない。各階の最大応答層せん断力係数を表 13 に示す。層せん断力係数の最大値は、X 方向 5 階で 0.404、Y 方向 5 階で 0.392 となった。ベースシア係数は X 方向で 0.238、Y 方向で 0.253 となった。

建物の初期の固有振動数は 2.9Hz 前後であり、応答の増大とともに固有振動数が低下した場合においても、入力加速度の応答スペクトルの増幅率は大きくなる傾向がないため、応答の増大が抑えられたとも考えられる。

表 7 に示した被災度クライテリアと対応させると、X 方向 2、3 階および Y 方向 2、3 階が層間変形角 1/500rad を超えており「大破」に分類される。地震被害調査において 1 階柱にせん断クラックが認められている（図 3）。解析結果から、1 階の層間変形角は 1/500rad に至っていないが、比較的大きい値となった。また、当時の被害は 2、3 階の外壁に亀裂が顕著であり（図 2）、被害状況は概ね説明できる結果となった。

さらに、表層地盤の影響を検討するため、工学的基盤での想定地震波（図 13）を入力加速度として用いて応答解析を実施した。建物モデルおよび復元力特性は同一とした。各層の最大応答層間変形角、および地表面の入力時との比率を表 14、15 に示す。最大層間変形角は X 方向、Y 方向とも 1/500rad 以下となっており被害クライテリアで言えば「小破・被害軽微」の区分である。基盤入力に対する地表面の最大層間変形角の比率は、X 方向 1 階で 1.28 倍、4 階で 4.0 倍となり、Y 方向では、1 階で 1.26 倍、4 階で 2.92 倍となった。表層地盤の増幅特性により、最大層間変形角は増加していることが分かる。基盤入力による検討は、地表近くに N 値 50 以上の層がある場所に立地している場合と考えられる（例えば銀座地区³⁴⁾）。当時、数少ない 5 階以上の建物が存在した、丸の内地区と銀座地区での被害性状を比較した場合、銀座地区の方の被害率が小さい³⁾傾向に対応すると考えられる。

以上の結果から、本論で示した歴史的近代建築の鉄筋コンクリート造建物を対象とした被災度クライテリアの設定や、地震応答解析モデルの作成方法は、個別建物の被災度レベルを推定する上で概ね妥当であったと判断される。

表 12 最大層間変位、変形角

階	X 方向		Y 方向	
	層間変位 (cm)	層間変形角 (rad)	層間変位 (cm)	層間変形角 (rad)
5	0.44	1/943	0.25	1/1628
4	0.62	1/685	0.40	1/1053
3	0.99	1/463	0.97	1/471
2	0.92	1/495	1.02	1/446
1	1.05	1/532	1.09	1/513

表 13 最大応答層せん断力係数

階	X 方向	Y 方向
5	0.404	0.392
4	0.328	0.325
3	0.318	0.328
2	0.276	0.284
1	0.238	0.253

表 14 最大層間変形角

階	X 方向	Y 方向
	層間変形角 (rad)	層間変形角 (rad)
5	1/1139	1/2419
4	1/2750	1/3077
3	1/697	1/686
2	1/649	1/617
1	1/682	1/648

表 15 最大層間変形角の比
(地表面入力/基盤入力)

階	X 方向	Y 方向
5	1.20	1.48
4	4.00	2.92
3	1.51	1.46
2	1.31	1.38
1	1.28	1.26

5. 結論

本論では、1923 年 関東地震における鉄筋コンクリート造建物被害を説明するために、被害データや建物構造データが充実している日本工業倶楽部会館を取り上げ、被災度クライテリアと、地震応答解析モデルを構築し、当該敷地の再現地震動を用いた地震応答解析を行い、地震被害の説明を試みた。

検討から得られた内容をまとめると以下ようになる。

- ・1923 年関東地震当時の鉄筋コンクリート造建物の構造形式を、清水組の調査資料、文献調査をもとに整理し、構造形式の違いによる被害の差異を分析した。その結果丸鋼を用いた建物に比べ、米国から導入されたカーンバー・リップバーを用いた建物に被害が大きい傾向が認められた。
- ・当時の鉄筋コンクリート造建物の被害は、せん断破壊が支配的であることから、文献資料および対象建物の試験結果をもとに当時の建物に対応する復元力特性を設定した。
- ・被害調査資料および実験結果等を基に、被災度クライテリアと層間変形角の関係を設定した。
- ・当該建物の地盤条件を考慮し、1923 年関東地震における当該敷地での再現地震動を推定した。
- ・応答層間変形角から確認した被害クライテリアと、調査資料に基づいた被害性状の比較評価を行い、応答解析により当時の被害状況を概ね説明できることを示した。被害性状および耐震性能を評価する上で、表層地盤を評価することの重要性が確認できた。

以上の結果より、1923 年関東地震当時の鉄筋コンクリート造建物の被害性状を、ある程度説明できる地震応答解析法と被害判定方法を提示することができたと考えている。今後、本論に示した方法を用いて、他の建物についても検討を加えることにより、前報³⁾で示した鉄筋コンクリート造建物の階数・地盤による被害状況の差異について説明していきたいと考えている。さらに、今後の歴史的近代建築物の耐震補強方法の、より合理的な検討に結び付けていきたいと考えている。

謝辞

本研究にあたり、武村雅之氏および諸井孝文氏（鹿島建設小堀研究室）から関東地震の推定震度分布に関する貴重なデータを提供して頂きました。また、清水建設技術研究所の開発関係者各位には入力地震動データを提供して頂きました。以上、記して感謝申し上げます。また、名古屋大学大学院准教授・飛田潤先生には、ご多忙の中、様々な視点からのご指導をいただきました。心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 武村雅之：関東大震災 大東京圏の揺れを知る，鹿島出版会，2003
- 2) 永田念郎：鉄筋コンクリート造被害調査報告，震災予防調査会報告，第100号（丙）下，pp. 211-330，1925
- 3) 林章二，牧原慎一郎，福和伸夫，飛田潤：建物被害調査資料に基づく1923年関東地震における鉄筋コンクリート造建物の被害に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第75巻，第648号，pp. 251-260，2010.2
- 4) 合資会社 清水組設計部：大正十二年九月一日 関東地方大震災火災による建物の被害調査，1924.11
- 5) 松島信一，渡辺基史，壇一男，佐藤俊明，宮腰淳一：1923年関東地震による首都圏での広域広帯域強震動予測，日本建築学会技術報告集，第13巻，第26号，pp. 447-450，2007.12
- 6) 武藤清：耐震設計シリーズ 第1，丸善，1963
- 7) 日本建築防災協会：改定版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，2001.10
- 8) 京都大学建築学教室 西澤研究室：無補強煉瓦造建築及び市街地建築物法期の鉄筋コンクリート造建築耐震性能評価ガイドライン，財団法人 国土開発技術研究センター，1998.3
- 9) 日本工業倶楽部：日本工業倶楽部，洪洋社
- 10) 稲田達夫，小川一郎：日本工業倶楽部会館・三菱信託銀行本店ビル建替プロジェクト（2）日本工業倶楽部会館の設計と施工，鉄鋼技術，第16巻，181号，pp. 62-68，2003.6
- 11) 株式会社大崎総合研究所：日本工業倶楽部会館現地建物調査報告書，1998.3
- 12) 社団法人日本工業倶楽部，株式会社三菱地所設計，清水建設株式会社：日本工業倶楽部会館歴史調査報告書 3. 解体調査 構造調査編，2001.3
- 13) 安達洋：巻頭言，仮設機材マンスリー，社団法人仮設工業会，No. 279，2007.12
- 14) 堀勇良：日本における鉄筋コンクリート建築成立過程の構造技術的研究，東京大学博士論文，1981
- 15) 佐野利器：家屋耐震構造論 上編，震災予防調査会報告，第八十三号（甲），1914
- 16) 内藤多仲：架構建築 耐震構造論，早稲田大学出版部，1924
- 17) 歌舞伎座 鉄骨鉄筋構造計算書，国立国会図書館蔵
- 18) 清水組：清水組標準仕様書，1919
- 19) 白瀬陽一，竹生修治，平松悠，福和伸夫，宮腰淳一：耐震診断結果に基づく低層鉄筋コンクリート造学校建物の地震被害率の予測に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第607号，pp. 63-71，2006.9
- 20) 芳村学，上野裕美子，中村孝也：既存低層鉄筋コンクリート建物のIs値と倒壊の関係—診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象として—，日本建築学会構造系論文集，第567号，pp. 197-204，2005.1
- 21) 熊谷仁志，林静雄：超高強度鉄筋コンクリート立体耐震壁の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，648号，pp. 395-403，2010.2
- 22) 田辺平学：鉄筋コンクリート版の応剪抵抗に関する研究（五），建築雑誌第533号，pp. 297-417，1930.5
- 23) 清水建設株式会社：日本工業倶楽部保存調査床強度模擬実験報告書，1999.9.28
- 24) 小川一郎，稲田達夫，山田周平，塚越英夫，神野靖夫，金本清臣：炭素繊維シートで補強された歴史的建物スラブの構造性能（その2. スラブの面内せん断実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 773-774，2000.9
- 25) 石川孝重，平田京子：東京市建築條例学会案から市街地建築物法施行規則に至る構造計算にかかわる数値規定の変遷とその根拠—構造関連規定の成立過程に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第412号，pp. 13-29，1990.6
- 26) 大橋雄二：日本建築構造儀順変遷史，日本建築センター，1993.12
- 27) 日比忠彦：鉄筋混凝土の理論及其応用，丸善，1916.1
- 28) 建設省建築研究所：被災度判定基準，昭和59年度総合技術開発プロジェクト震災構造物の復旧技術の開発報告書，1985.3
- 29) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 ①鉄筋コンクリート造建築物，1998.5
- 30) 宮腰淳一，林康裕，福和伸夫：建物被害データに基づく各種の被災度指標の対応関係の分析，構造工学論文集 Vol. 46B，pp. 121-134，2000.3
- 31) 日本建築センター：ビルディングレター，pp. 61-64，2001.11
- 32) 今井常雄，殿内啓司：N値とS波速度の関係及びその利用法，基礎工，pp. 70-76，1982

- 33) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，2006.2
- 34) 東京都土木技術センター 「東京の地盤（Web版）」
<http://doboku.metro.tokyo.jp/start/03-jyohou/geo-web/00-index.html>（参照2010-04-15）

注

- 注1) リップバー，ハーバーメイヤー：アメリカ製異型鉄筋。
- 注2) アンネビック式構法：柱には帯鉄を嵌め，相互に連結をしている。梁は現在のスターラップに相当するU字型の平板が設けられている。主筋の端部は切り裂かれており，コンクリートへの付着を強める工夫がされていた。明治44年にアンネビック社の技師が来日し説明会が行われた。
- 注3) カーン式構法：カーン・バーとリップ・バーを組み合わせたもの。カーン・バーは米国技師カーンが考案したもので，菱形の異形鉄筋の角に付いているウイング（翼骨，ひげ筋）が梁のせん断補強の役割を果たすとしていた。アンネビック式に代わり，関東地震前後まで多くの建物に用いられた。

（2010年7月10日原稿受理，2010年11月30日採用決定）