地下構造物と高層建物との接続に伴う 建物の規模が地震時挙動に及ぼす影響

猪子敬之介1・竹内幹雄2・小黒明3・有賀義明4・川井伸泰5

¹札幌市水道局給水部 (〒060-0041 札幌市中央区大通東11丁目23番地) E-mail:keinosuke.inoko@city.sapporo.jp ²株式会社日水コン (〒163-1122 東京都新宿区西新宿6-2-1) E-mail:takeuti_m@nissuicon.co.jp ³株式会社日水コン (〒163-1122 東京都新宿区西新宿6-2-1) E-mail:oguro_a@nissuicon.co.jp ⁴弘前大学大学院理工学研究科 (〒036-8561 青森県弘前市文京町3) E-mail:y-a-arig@cc.hirosaki-u.ac.jp ⁵株式会社奥村組 (〒545-8555 大阪市阿倍野区松崎町2-2-2) E-mail:nobuyasu.kawai@okumuragumi.jp

地下空間の高度利用に伴い、大都市では地下構造物と都市計画法による容積率緩和を受けた大規模な 高層建物との全面接続が計画されるようになっている.これらの地下構造物と建物、周辺地盤の地震時 の相互影響や免震継手の効果に関しては十分に体系付けられていない.そこで、本研究では2次元動的解 析を用いて、建物の大規模化および地盤特性の変化による地震時挙動が周辺地盤や地下構造物に与える 影響を検討した.その結果、建物の質量・剛性が大きくなると建物地下部の地震時応答は抑制され、隣 接の地下構造物との相対変位が増加すること、入力地震動の伝播の効果を評価すると建物が地震波の伝 播を阻害する場合は相対変位が小さく、阻害しない場合はその逆の傾向を示すことなどの結論を得た.

KeyWords: undergroundstructure,hi-risebuildings,2-Ddyna micanalysis,mutualeffects, Seismicallyindependentsystem

1. はじめに

近年,地下空間の高度利用に伴い,大都市では地 下街や地下駅等の建設が進み,出入口や通路が周辺 の建物と接続されている事例が多く見られる.また, 地下構造物と高層建物との全面接続も行われるよう になっている.

これまで、地下構造物と超高層建築物との接続に 伴う地震時の相互影響を詳細に検討した事例が報告 されている^{1)~3)}.これらの接続部では地震時の応答 特性や変位挙動特性が変化し、応力集中や相対変位 により損傷・破壊が生じる部位であることが定量的 に評価されている.

その地震対策技術として,著者らはアスファルト 系免震材⁴⁾と免震継手用止水板⁵⁾を組み合わせた, 免震継手を開発し,異種地下構造物間の接続部に幅 100mmで挿入することにより,約90%のひずみを吸 収できることを示した^{1),2)}. しかしながら、これらは地上高さ60~71m程度の 一般的な超高層建築物を対象にした検討結果である. 大都市では、都市計画法による容積率緩和を受け、 この規模を遥かに超える超高層建築物の建設も進め られている.このような建物と地下構造物、周辺地 盤の地震時の相互影響や免震継手の効果に関しては 依然不明な点が多い.

本論文では、札幌駅前通地下歩行空間を例に、地 盤と地下構造物、大規模な高層建物が一体となった 系のモデルを設定し、2次元動的解析によるケース スタディを実施した.建物の大規模化および地盤特 性の変化による地震時挙動を一般的な高層建物と相 互比較することで、周辺地盤や地下構造物に与える 影響を検討した.

2. 解析モデル



図-2 地盤および地下構造物と建物Bの有限要素モデル

201 地盤の初達に数							
土質性状	各層の平均 (m)	単位体積 重量 y(t/m ³)	ポアソン比 v	せん断波 速度 <i>V_s</i> (m/s)	せん断弾性 係数 <i>G</i> (kN/m ²)	減衰定数 <i>h</i> (%)	ひずみ 依存特性
盛土・砂	$0.00 \sim 2.80$	1.98	0.405	180	64,200	2.00	土質③
砂礫	$2.80 \sim 10.00$	1.96	0.414	330	213,000	2.00	土質①
砂礫	$10.00 \sim 20.00$	1.96	0.457	570	637,000	2.00	線形
砂礫	20.00~38.80	1.96	0.468	590	682,000	2.00	線形
玉石混じり砂礫	38.80~49.55	2.00	0.452	750	1,130,000	2.00	線形
砂礫	49.55~55.00	1.97	0.456	640	807,000	2.00	線形
砂礫	55.00~100.00	1.99	0.428	830	1,370,000	2.00	線形

表-1 地盤の物理定数



表-2 地下構造物の物理定数

百日	単位体積重量	ポアソン比	せん断弾性係数	減衰定数
項目	$\gamma(t/m^3)$	ν	$G(kN/m^2)$	h(%)
地下構造物(地下鉄 地下歩道)	2 40	0.200	1.04×10^{7}	2.00

表-3 アスファルト系免震材のパラメータ

		ばれ	注中	
	要素	水平	鉛直	(04)
		(kN/m/m)	(kN/m/m)	(%)
上段*1	げわ画書	1.45×10^{3}	0.52×10 ³	42.0
下段**2	はな安永	3.84×10^{3}	1.37×10 ³	38.0

解析対象とした地盤と地下構造物、建物の有限要 素モデルを図-1に示す.参考に文献1),2) (これよ り以降,前解析と呼ぶ)の有限要素モデルを図-2に 示す.地下構造物は前解析と同じ断面形状の矩形 RCボックスカルバートである. モデルの地表直下 に位置するのが地下歩道であり、その下部に位置す るのが地下鉄である、建物は地上高さ71m、平面形 状50m×50mから,地上高さ170m,平面形状100m× 50m(これより以降,前者を建物B,後者を建物A と呼ぶ)に変更している.解析対象の建物Aは地震 時に短辺方向に振動し易いと考えられるが、本解析 では実際の接続形態や異種地下構造物間の接続部の 相対変位,建物の地盤変位抑止効果の把握などを目 的としているため、その顕著な一例として長辺方向 をモデル化した.

地盤の物理定数を表-1に示す.これらの地盤条件 は当該地点における地盤調査結果を元に設定してい る. 解析では水平成層地盤と仮定してモデル化した. 土の応力~ひずみ関係は鉄道構造物等設計標準・同 解説 耐震設計⁶⁾により設定する.土の応力~ひず み関係を図-3に示す.

地下構造物の物理定数を表-2に示す.地下構造物 の物理定数は前解析と同じである.

建物Aは制震建物であり、構造設計資料の建物諸 元,3次元立体フレーム解析結果の各層の荷重-変形 特性を用いて、有限要素モデルに先立って質点系モ デルを作成している.このとき,建物地下部は簡易 モデルにより、建物モデル1階の初期せん断剛性の 約12倍、周辺地盤のせん断弾性係数の約6倍あるこ とを確認した上で剛体として扱った.基礎固定のS-Rモデルによる振動解析を行い、このモデルと固有 値,応答値がほぼ同等になるよう等価線形モデルを



一般的な免震継手の形状

構築した.比較にはEL-CENTRO波, HACHINOHE 波を用いている.また、制震ダンパーの効果を各層 の等価な減衰定数に置換え、さらに3次元立体フレ ーム解析の減衰と整合するよう微調整を行い,解析 結果から等価線形モデルの一次固有周期4.61秒を設 定した.なお、S-Rモデルによる振動解析には時刻 歴非線形解析プログラムRESP-Tを使用した. 建物A の物理定数は、せん断弾性係数1.95×105、断面二 次モーメント7.51×10¹⁰,減衰定数3.19~12.97% (固有値および固有モードフィッティングによる) とした.

2次元動的解析には前解析との整合を図るため、 解析プログラムSuper-FLUSH/2Dを使用した. 解析 モデルは反射波の影響が生じない程度の幅300m, 深さ100mを確保し、側方境界にはエネルギー伝達 境界,底面境界には粘性境界を設定した.また,前 解析結果で最も大きい応答変位を示した"片側のみ に建物が接続する場合"を解析対象としている.解 析モデルの節点数は10.575, 要素数は10.213である.

本解析では免震継手の効果に着目しているため, 有限要素モデルの接続部の空間には幅100mmのアス ファルト系免震材を設定した.アスファルト系免震 材のパラメータは,前解析結果における接続部のせ ん断ひずみを用いて、等価な剛性を有するばね要素 に置換えした^{1), 2), 4)}.アスファルト系免震材のパラ



図-5 加速度時刻歴波形と最大加速度応答スペクトル

メータを表-3に示す.また,地下構造物と高層建物の接続部における一般的な免震継手の形状を図-4に示す.

3. 入力地震動

入力地震動は,前解析結果を参考に構造物群の基 準や法律に基づいた次に示す地震波を用いて,解析 領域下方から入力した.

- 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計⁶⁾:L2
 地震動,地域係数0.7,G1地盤,スペクトルⅡ
 適合波
- 建設省告示1461号⁷⁾:極めて稀に発生する地震 動,地域係数0.9

解析に用いた加速度時刻歴波形と最大加速度応答 スペクトルを図-5に示す.

また,鉛直伝播波動のほか,前解析結果でその影響が認められた,有限要素モデル横断方向における 地震波の位相差の影響も考慮し,斜め入射角10°, 位相速度3,080m/s⁸⁾として,地震波毎の解析で最も 大きい応答変位を示した地震波を解析領域左下方お よび右下方から入力した.

4. 解析結果

(1) 建物の大規模化および地盤特性の変化の影響







図-8 地下構造物のみのケースによる最大水平変位分布



解析に用いた2波のうち最大変位を示したG1地盤 スペクトルⅡ適合波で,建物Aを導入したケースに よる最大水平変位分布を図-6に,前解析結果の建物 Bを導入したケース,地下構造物のみのケースによ る最大水平変位分布を図-7,図-8に示す.また,建 物Aおよび建物Bの最大水平変位分布を図-9に示す. これらの図より,地下構造物のみのケースでは, 土被りが小さく構造物上の地盤変位が卓越している ものの,地下構造物と周辺地盤の変位は巨視的には 一体として挙動していることが分かる.ただし,



図-10 地下構造物のみのケースによる最大水平変位分布 (拡大図)





図-12 建物Bを導入したクースによる取入水平変位分析 (拡大図)

図-10に示すように、細部を考察すると対象地域の 地盤が良好なため, 地下構造物は相対的に剛性が低 くなり、その部分の質量が小さくなっても応答変位 が大きくなる結果となっている^{1),2)}.一般に地下構 造物はその設置深さに応じて地震時挙動が変化する. 1995年兵庫県南部地震の被害調査によれば、神戸高 速鉄道の土被り,地下埋設状態(全埋設もしくは一 部埋設) と設置位置によって被害程度が異なり, 土 被り0m以下,5m以上では被害が軽微であり,土被 り2~3mの範囲に被害が集中していたことが報告さ れている⁹⁾.本解析でもほぼこれらに符合する結果 となっており、注目に値する.これに対し、建物を 導入した場合のケースでは,建物の規模が大きくな るにつれ、建物地下部の周辺地盤の変位の増幅が抑 止され、地盤応答特性が大きく変化している. これ は、建物上部は慣性力の作用により大きく振動する が,建物地下部は地盤に比べ,上部構造を含めた極 めて大きな質量を有しているため、その影響による



表-4 建物基礎底面と地盤との間のせん断応力の変化

	せん断力	建物幅	せん断応力
	(kN)	(m)	(kN/m)
建物A	11,752	100	117.52
建物B	2,810	50	56.20

地盤変位抑止効果が顕著に表れているものと考えられる.なお,建物A,建物Bの有限要素モデルの深 さがそれぞれ100m,50mになっていることに注意されたい.

次に建物A,建物Bを導入したケースによる接続 部の最大水平変位分布の拡大図を図-11,図-12に示 す.

いずれも異種地下構造物間の接続部において,地 盤に比べて質量・剛性の小さい地下構造物が,質 量・剛性の大きい建物地下部に,建物側への水平方 向の変位移動を拘束され,最大ひずみが発生する様 子が読み取れる.接続部の周辺地盤とともに地下構 造物の上床版の変形が卓越し,わずかに上方へ地盤 が変形しようとしているのはポアソン比の効果によ るものである.

建物Aを導入したケースによる変形図を図-13に, 建物Aと建物Bのせん断応力の変化を表-4に示す. 図-13より,地盤および地下構造物と建物との相対 的な剛性差が大きくなっており,建物地下部は剛体 的挙動を示しているのに対し,周辺地盤および地下 構造物は過大な変形を強いられている.このことは, 表-4より,建物の質量の増加とともに慣性力の作用 が増大し,建物基礎底面と地盤との間に作用するせ ん断応力が約2倍増加していることからも伺われる.

解析結果から,建物Aを導入したケースによる接 続部の最大相対変位は26.0mmとなり,建物Bを導入 したケース20.4mmと比べて変位量が27%増加して いる.

参考に建物Bを導入し表層地盤をN値2相当に剛性



せたケースによる最大水平変位分布(拡大図)



全体図 40

6.0

70



図-15 左から右へ斜め入射するケースによる最大水平変 位分布

低下させたケース²⁾による接続部の最大水平変位分 布の拡大図を図-14に示す. 有限要素モデルの接続 部の空間にはアスファルト系免震材を設定している. 表層地盤の剛性低下によりキネマティック相互作用 が卓越し、自然地盤の変位が地下構造物の変位を上 回り,結果として接続部の最大相対変位が30.9mm となった.表層地盤の剛性が小さい場合には、建物 の規模が大きくなるよりも変位量の増加が予想され る.

なお、前解析ではアスファルト系免震材の導入効 果により約90%のひずみを吸収しており、後述する まとめからも本解析において同等以上の免震効果を 示したと推察される.

(2) 位相差の影響

10

20

30

G1地盤スペクトルⅡ適合波を左から右へ斜め入 射するケース,右から左へ斜め入射するケースによ る接続部の最大水平変位分布を図-15,図-16に示す. 最大相対変位量はそれぞれ23.7mm, 26.2mmであ った. 前者のケースで鉛直伝播波動より小さい相対





図-16 右から左へ斜め入射するケースによる最大水平変 位分布

表-5	建物Aと建物Bによる接続部の最大相対変位量	ł
	(mm)	

ケース	建物A(本解析)	建物B(前解析)	
G1スペクトルⅡ	26.0	20.4	
(鉛直伝播波動)	26.0	$(22.3)^{*2}$	
建設省告示波	0.9	$(10.5)^{*2}$	
(鉛直伝播波動)	9.8	(10.3)**	
左から右へ入射	22.7	$(22.2)^{*2}$	
(位相差入力 ^{*1})	23.7	(22.2)**	
右から左へ入射	26.2	$(24.8)^{2}$	
(位相差入力 ^{*1})	20.2	(24.8)**	
表層地盤を剛性低下		20.0	
(鉛直伝播波動)	-	50.9	

※1 G1地盤スペクトルⅡ適合波による.

変位量を示し,後者のケースで最大相対変位量を示 した.これは,前解析と同様に地下構造物の側方に 変位移動を拘束する建物が有るか無いかで、位相差 の影響により地下構造物全体の変位移動の傾向が変 化することによるものと考えられる. これらの影響 による被害の実態は未だ解明されていないが、2004 年新潟県中越地震に見られた柏崎・刈羽原子力発電 所の多点地震観測の結果などを通じて、上記の影響 は想定内に収められるよう努める必要がある.

5. まとめ

本解析結果と前解析結果の相対変位量を比較した ものを表-5に示す.

本論文では、2次元動的解析を用いて、建物の大 規模化および地盤特性の変化による地震時挙動が周

^{※2} アスファルト系免震材の設定が無い場合の応 答値である.

辺地盤や地下構造物に与える影響を考察,評価した. その結論は次のとおりである.

- 建物の規模が大きくなるほど、質量効果の影響による地盤変位抑止効果が顕著となる。また、建物との剛性差が大きくなるほど、周辺地盤および地下構造物との相対変位量は増加し、その影響が増大する。
- 建物の大規模化,表層地盤の剛性低下が顕著 になるにつれて相対変位量は増加する傾向に ある.その影響は後者の方が大きいと予想さ れる.
- 建物の規模を変更しても、建物が地震波の伝播を阻害しない左から右へ斜め入射するケースに比べて、阻害する右から左へ斜め入射するケースの方が相対変位量が大きくなるという位相差の影響の傾向は変化しない。
- 建物規模や地盤剛性を変更しても、全てのケースで相対変位量が40mm以内となった.幅 100mmの免震継手の許容変位量は±50mmであり、変位吸収が可能な範囲であると考えられる.
- 前解析のアスファルト系免震材の有無による 鉛直伝播波動と位相差入力との相対変位量の 増減率を比較すると、本解析においても免震 継手の効果があったと推察される。

6. おわりに

本論文において,建物の規模を考慮した異種地下 構造物接続に伴う2次元動的解析を行い,接続部に 生じる地震時の変位挙動特性,免震継手の効果に関 する一定の結論を得ることができた.結果から見る と数値計算された変位量は免震継手の変形性能で対 応できることが分かった.この結果は,対象地盤の 特性と構造物の位置関係によるところが大きいと判 断される.

今後の課題として,入力地震動,地盤剛性,建物

の規模や地下構造物の形状などを変えた解析を多数 行うことによって,異種地下構造物間の接続部に生 じる変位挙動特性をさらに検討すること,地震観測 により実物大の地震時挙動や免震継手の効果を検証 していくことなどが挙げられる.

謝辞:本論文の数値解析において,株式会社構造計 画研究所の内山不二男氏,富尾祥一氏より貴重なご 意見を賜った.記して感謝の意を表す.

参考文献

- 切倉淑文・清水英征・猪子敬之介・佐藤公春・竹内幹 雄・小黒明・窪田祐司・川井伸泰・内山不二男・西村 忠典:札幌市駅前通公共地下道と沿道超高層ビルの接 続について,第29回土木地震工学論文集,2007.
- 猪子敬之介・竹内幹雄:札幌駅前通地下歩行空間と沿 道超高層ビルの接続,土木技術63巻10号,pp.37-45, 2008.
- 3) 有賀義明・平野悠輔・猪子敬之介・竹内幹雄・小黒 明・浅賀裕之・村上正明:地下街の耐震性に対する高 層ビルの地震時挙動の影響,土木学会論文集A1, Vol66, No.1, pp.208-215, 2010
- 竹内幹雄・亀田茂・三澤孝史・大角恒雄・佐久間和 弘・佐藤誠一・栗田明:地下構造物に適用するアスフ アルト系免震材の特性,土木学会論文集,No.658,VI-48, pp.93-106, 2000.
- 5) 猪子敬之介・清水英征・竹内幹雄・小黒明・西本安 志・小野田忠弘:異種地下構造物の接続を考慮した新 たな繊維補強ゴム製耐震用伸縮継手の機能性に関する 実験的検証,第30回土木学会地震工学論文集,2009.
- 6) 札幌市:石狩平野北部地下構造調查, 2005.
- 7) 竹内幹雄・岩楯敞広・佐俣千載:兵庫県南部地震にお ける都市トンネルの被害と特徴,土木学会耐震工学委 員会第1回・制震コロキウム講演論文集,pp.163-170, 1996.

INFLUENCEOFBUILDINGSCALEONEARTHQUAKEBEHAVIORS IN BETWEENUNDERGROUNDSTRUCTURESANDHIGHBUILDINGS

KeinosukeINOKO, MikioTAKEUCHI, AkiraOGURO, YoshiakiARIGA, NobuyasuKAWAI

With the advanced use of underground space, plan rise buildings constructed under a relaxation of flor Acthavebeenadoptedinlargecities. Mutualeffe cts and surroundingsoilduringearthquakes and the effect yetbeen fully explained. In this study, earthquak eber and changes in ground characteristics were analyzed underground structures using 2-D dynamic analysis m

sto fully connect underground structures and highoor space index in compliance with the City Plannin g ctsamongunderground structures, connected buildin gs ectiveness of seismically independent systems had n ot ebehaviors which are affected by the sizes of buil dings vzed for their influence on surrounding soil and m ethods. The study found that seismic response in the basement of high buildings is inhibited as thei r mass and stiffness become larger and the relative displacement with the connected adjacent undergroun d structure increases. In addition, from the assessment of propagation effects of input earthqua relativedisplacementtendstobesmallwhenbuildi ngsworktopreventthepropagation of seismic wave while it becomes lager in the opposite case.

s,