

論文 側方が傾斜した地盤中のRC地中構造物の応答に及ぼす上下動の影響評価

松井 淳^{*1}・大友敬三^{*2}・佐藤浩章^{*3}・堀江正人^{*4}

要旨：側方が傾斜した地盤中における鉄筋コンクリート製地中構造物の応答に及ぼす上下動の影響を評価することを目的に、地盤を Ramberg-Osgood モデル、構造物を軸力変動型のトリリニアモデルで表わした地盤-構造物連成系モデルを用い、模擬地震動に対する時刻歴の地震応答解析を実施した。その結果、成層地盤の場合とは異なる機構で上下動が励起されるものの、これが構造物の応答に及ぼす影響はきわめて小さいことを確認した。

キーワード：地中構造物，上下動，耐震設計，動的相互作用，有限要素解析

1. はじめに

原子力発電所の屋外重要土木構造物の耐震設計においては、上下動は静的地震力として取り扱われてきたが、今後は時刻歴波形で評価する趨勢となってきた¹⁾。

表層地盤における上下動には、1)基盤面から入射される上下動、2)基盤不整形の影響により反射・屈折により生成される上下動の2種類が考えられる。このうち、著者らは1)を前提とした検討を実施してきた¹⁾。一方、2)は、その性状が1)とは異なるため、別途検討が必要である。

本研究では、側方が傾斜した地盤中に埋設された鉄筋コンクリート製（以下、RC）地中構造物に対する地震応答解析を行い、その応答に対する上下動の影響を検討する。

2. 解析の概要

2.1 解析対象

図-1に示す実規模の海水管ダクトを対象とした。これは、2連のRCボックスカルバートで、成層地盤中における既往の研究¹⁾と同一のモデルである。

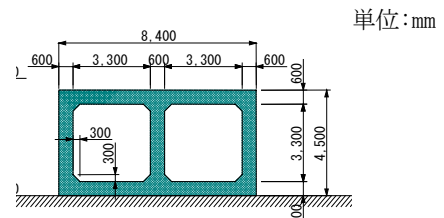


図-1 海水管ダクトモデル

構造物が埋設される条件は、図-2に示すように側方が60°に傾斜した岩盤（せん断波速度700m/s）中に設置された後、埋め戻し土（砂層；せん断波速度200m/s）中に埋設された条件とした。これは、予め実施した予備解析に基づき、後述する地震荷重が最も大きくなるせん断波速度と傾斜角の組み合わせとしている。

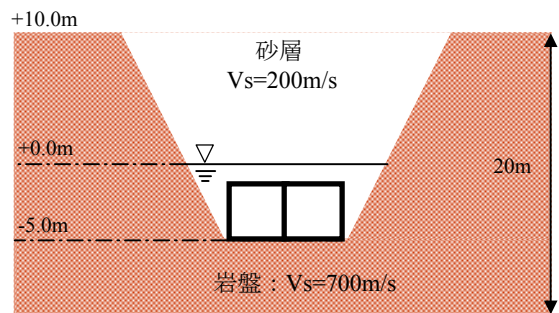


図-2 構造物の埋設条件

*1 (財) 電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 工修 (正会員)
 *2 (財) 電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域リーダー 博(工) (非会員)
 *3 (財) 電力中央研究所 地球工学研究所 地震工学領域 工修 (非会員)
 *4 関西電力(株) 土木建築室 原子力土木建築グループ グループリーダー (非会員)

2.2 構造物の概要

構造物は、RC 部材で構成されている。表－1、2 にその材料物性値と部材諸元を示す。

表－1 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

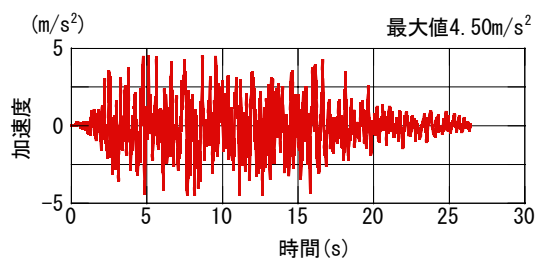
材料		物性		
コンクリート	圧縮強度	(N/mm ²)	24	
	ヤング係数	(kN/mm ²)	25	
鉄筋	SD345	圧縮強度	(N/mm ²)	345
		ヤング係数	(kN/mm ²)	200

表－2 部材の断面諸元 (全ての部材で共通)

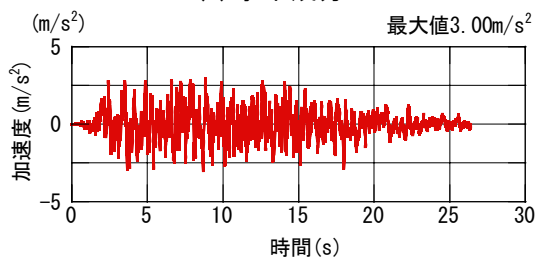
部材厚さ	(cm)	60
かぶり	(cm)	10
部材高さ	(cm)	100
主鉄筋	配筋	D19@150
	鉄筋量(cm ²)	19.1
補強筋	配筋	D16@150
	鉄筋量(cm ²)	13.3

2.3 解析に用いた入力加速度波形

本研究で対象とした地盤条件は、既往の研究¹⁾に比べて剛性が高いことから、短周期成分をより多く含んだ地震動を用いることが好ましい。そこで、その一つとして観測記録から設定された目標スペクトル²⁾に適合するような位相がランダムな模擬地震動³⁾を用いた (図－3)。



(a) 水平成分

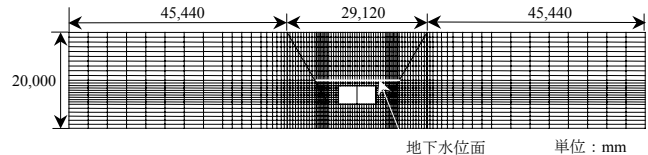


(b) 鉛直成分

図－3 解析に用いた入力加速度波形

2.4 解析モデル

図－4 に、解析に用いた有限要素分割図を示す。側方および底部境界は粘性境界とした。地盤は、構造物直下の岩盤内で地震波の波動を伝播させるため、ここでは 5m までの深さの領域をモデル化している。



図－4 解析に用いた有限要素分割図

地下水位面以深の飽和地盤では、上下動は間隙水中を伝播する。このような現象をモデル化するために、既往の研究成果^{4), 5)}に基づき、せん断剛性の低下にかかわらず、その体積弾性係数を一定とした。地盤の構成則としては、せん断応力-せん断ひずみに関する非線形性を考慮するために全応力・履歴依存型モデルの一つである Ramberg-Osgood モデル⁶⁾を用いた。ここでは、予め実施した次元重複反射理論による等価線形解析結果に基づき、想定される地盤のせん断ひずみの最大値を把握し、式(1)とせん断弾性係数および減衰比のひずみ依存性が一致するように、式(2), (3)によって、 α 、 β を定めた⁷⁾。

$$\tau = \frac{G_0}{1.0 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^\beta} \gamma \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{\tau_f}{\tau} - 1 \quad (\text{ただし, } \gamma_f = \tau_f / G_0) \quad (2)$$

$$\beta = \frac{2\pi h}{2(1 - G/G_0) - \pi h} \quad (3)$$

ここに、 γ_f : 想定されるせん断ひずみの最大値、 h : 減衰比、 G_0 : 初期せん断弾性係数、 G : せん断弾性係数

構造物は、有効高さの 1.0 倍程度で要素分割したはり要素でモデル化した。

地中構造物では、地震応答時に部材の軸力が変動するが、一般にその変動の範囲は小さく、これを考慮する必要は乏しい^{例えば⁸⁾}。しかし、ここでは上下動の影響を出来るだけ正確に評価す

るため、その構成則として、部材の曲げに関する非線形性を考慮した軸力変動型のトリリニアモデル⁹⁾を用いた。ここでは、3つの特性点を、「曲げひび割れ発生」、「断面降伏」および「断面終局」とし、解析中の軸力の変動に応じて、特性点の値を逐次変更している(図-5)。

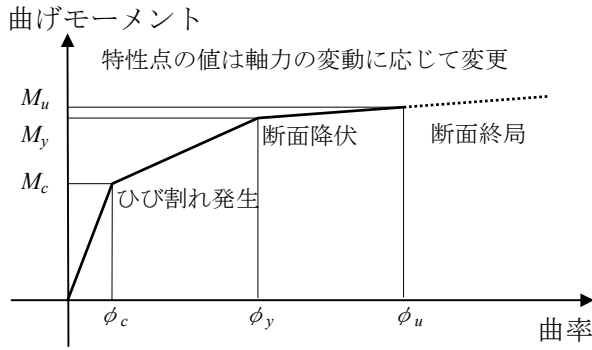


図-5 RC部材の復元力特性

さらに、履歴特性は、式(4)のような Takeda モデル¹⁰⁾で提案されている履歴則に対して、軸力の変動を考慮した式(4)を用いた⁹⁾。

$$K_d = \frac{M_c}{\phi_c} \left| \frac{\phi_{\max}}{\phi_c} \right|^p \quad (4)$$

ここに K_d : 除荷時の曲げ剛性

M_c : ひび割れ発生時の曲げモーメント

ϕ_c : ひび割れ発生時の曲率

ϕ_{\max} : 最大曲率

p : 除荷剛性係数

地盤-構造物間では、地盤および構造物の剛性の大小関係などにより、境界面において剥離・相対変位などの幾何学的な現象が生じる場合がある。そこで、側壁および頂版-地盤間に、式(5)に示すようなジョイント要素¹¹⁾を用いて、その影響を簡便に評価した。

$$\tau_f = c - \sigma \tan \phi \quad (5)$$

ここに、 τ_f : 破壊せん断応力

σ : ジョイント要素中の直応力

c : 粘着力 (=砂地盤の粘着力 0)

ϕ : 摩擦角 (=砂地盤の内部摩擦角 38°)

動的解析の実施にあたって、粘性減衰特性は、

予め実施した初期の全体剛性行列に対する固有値解析の結果をもとに、一次モード減衰比 $h=1.0\%$ に相当する剛性比例型の Rayleigh 減衰を考慮した。これは、 h を相対的に小さくすることにより、比較的高次の振動モードとなる上下動応答を数値減衰的に抑えることを避けるためである。また、運動方程式の直接積分法には、Newmark の β 法 ($\beta=1/4$)を用いた(数値積分の時間刻み: $1/3000$ (s)、応答値の抽出: $1/100$ (s)間隔)。

3. 解析結果

ここでは、水平動・上下動を同時入力した場合と水平動のみを与えた解析結果を比較する。

3.1 全体応答

構造物中央断面位置における加速度の最大値の深度分布を比較した(図-6)。水平方向の応答は、成層地盤の場合と同様であり¹⁾、上下動の影響は小さい。一方、鉛直方向の応答については、上下動が卓越して寄与することは、成層地盤の場合と同様である¹⁾が、側方の岩盤が傾斜していることにより、水平動のみを付与した場合でも、深度 0~10m において、上下動が励起されている(最大値: 4m/s^2 程度で深度 5m 近辺)。

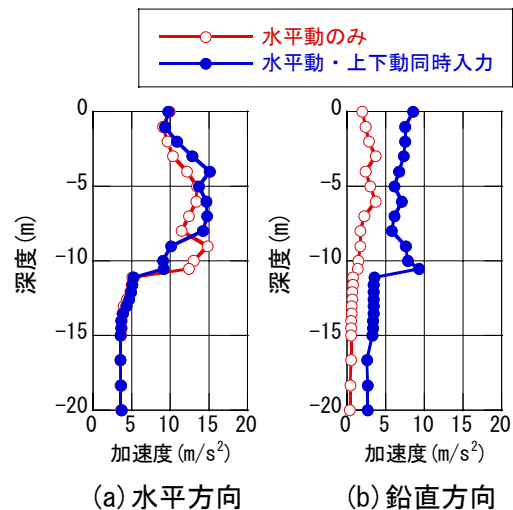


図-6 最大加速度の深度分布

3.2 地震荷重

ここでは、主たる地震荷重である上載土慣性力(構造物上方の埋設地盤中の応答加速度に地盤の質量を乗じたもの)¹²⁾に着目する。

(1) 上載土慣性力への影響

図-7に上載土慣性力の時刻歴のうち5～15(s)の時間帯を示す。その水平成分は、両者でほぼ同一であり、水平動がこの荷重成分の支配的な要因であることが示される。一方、鉛直成分は、基盤から入射される上下動のみによってもたらされる結果となっており、側方の岩盤が傾斜している影響は見られない。さらに、隔壁下端の軸力の動的増分の時刻歴と比較したものを図-8に示す。両者の位相は、良く一致しており、上下動のうち、基盤から入射される成分が、主に鉛直方向部材の軸力の変動をもたらすことがわかる。

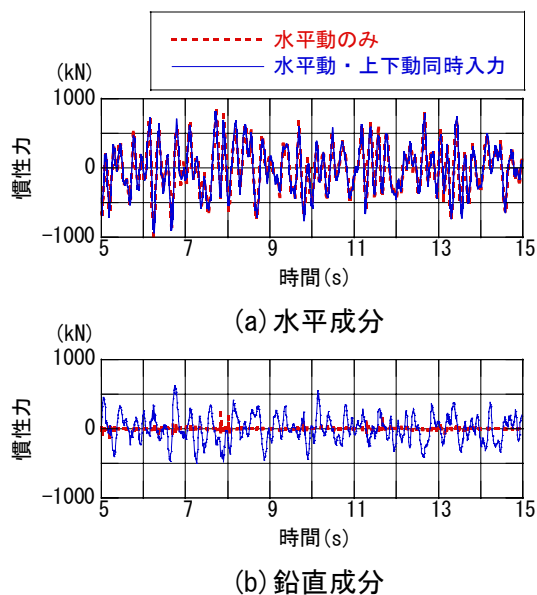


図-7 上載土慣性力の時刻歴

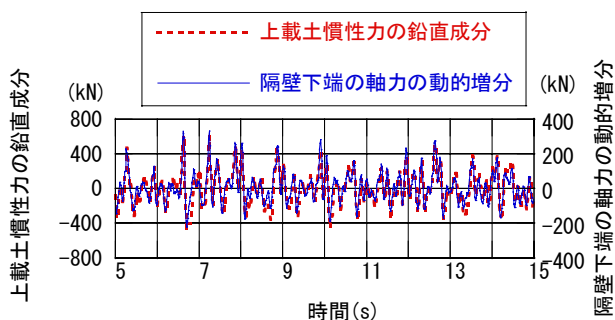


図-8 上載土慣性力の鉛直成分と隔壁下端軸力の動的増分の時刻歴の比較

(2) 成層地盤中に埋設された場合との比較

ここでは、別途実施した成層地盤中に埋設された場合（傾斜角を0度とし、構造物側方は全て砂地盤としたもので、それ以外の諸条件は同

一）との応答解析結果と比較する。上載土慣性力の時刻歴とフーリエスペクトル（水平成分のみ）を比較したものを、図-9、10に示す。

上載土慣性力の鉛直成分は、両者で位相・振幅ともほぼ同一であり、地盤条件の相違の影響は見られない。一方、水平成分は、両者で大きく異なっている。これは、成層地盤では、地盤の塑性化に伴い、せん断剛性が初期の1/10程度まで低下していたためである。一方、側方の岩盤が傾斜した場合には、側方の岩盤により、成層地盤の場合よりも高周波成分の慣性力が卓越する結果となっている。この結果、成層地盤の場合に比べて水平方向の応答変位が大きく拘束される結果となっている（図-11）。

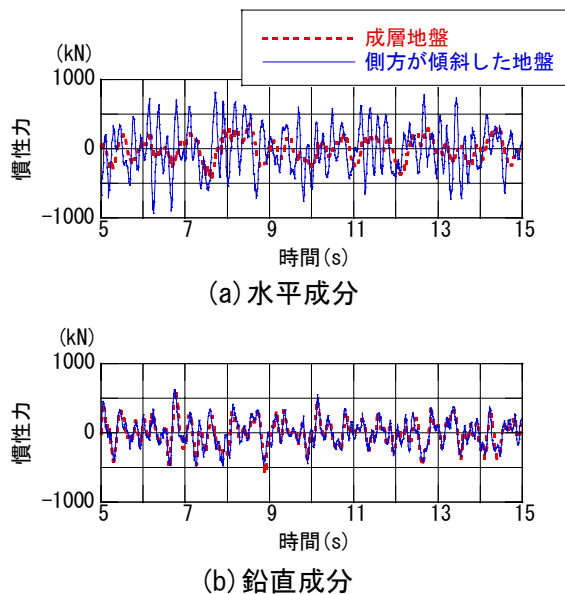


図-9 上載土慣性力の時刻歴
(成層地盤時との比較)

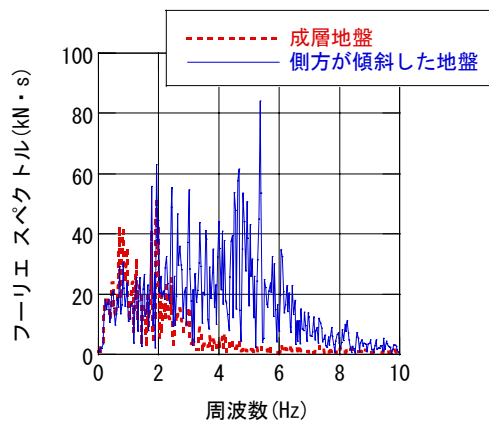


図-10 上載土慣性力水平成分のフーリエスペクトル（成層地盤時との比較）

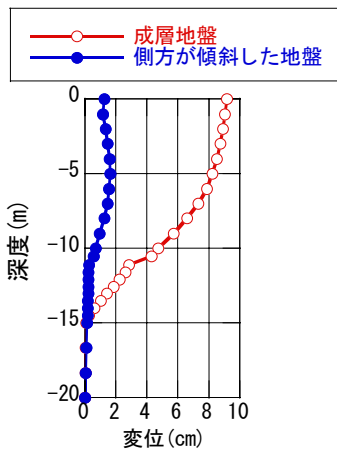


図-1-1 最大水平変位深度分布
(構造物中央断面位置)

3.3 断面力

構造物を構成する全要素について、最大断面力を抽出して比較した。横軸には水平動のみの場合を、縦軸には水平動・上下動同時入力の場合の値をプロットしている(図-1-2)。これから、以下のような傾向が見出される：

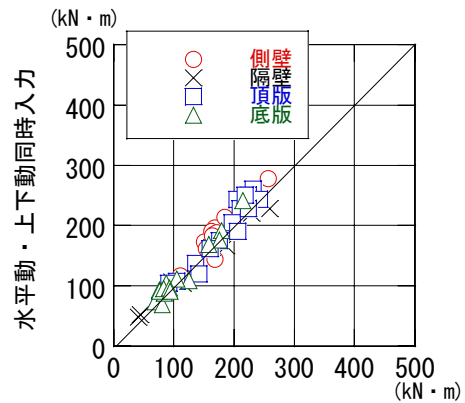
- ・ 構造物全体のせん断変形に起因する曲げモーメントおよびせん断力は、いずれも弾性範囲内にあり(降伏曲げモーメント：360kN・m程度、せん断耐力(示方書式¹³⁾にて算出)：1000kN程度)、上下動がこれらの断面力の発生に寄与していないことがわかる。

- ・ 3.2で考察したように、成層地盤の場合¹⁾と同様に、鉛直部材(隔壁および側壁)における軸力の変動が、上載土慣性力の鉛直成分によって発生している。しかし、軸力の変動は、300kN程度(軸力比に換算して0.02程度)であること、これらの部材の初期軸力が、隔壁で825kN(軸力比：0.029)、側壁で414kN(軸力比：0.057)であることから、地震荷重による軸力の変動が極めて小さいことが分かる。

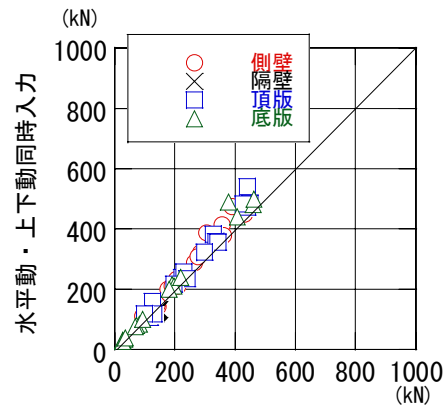
- ・ 水平部材(頂版、底版)についても、わずかながら変動が見られる。これは、側方の岩盤によって水平方向の波動にわずかな位相差を生じ、その結果直ひずみが生じたことによると考えられる。しかし、変動の範囲は、100kN程度(軸力比：0.01未満)にとどまっていること、部材の初期軸力が頂版で250kN程度(軸力比：0.018)、

底版で180kN(軸力比：0.013)であることから、地震荷重による軸力の変動が極めて小さいことが分かる。

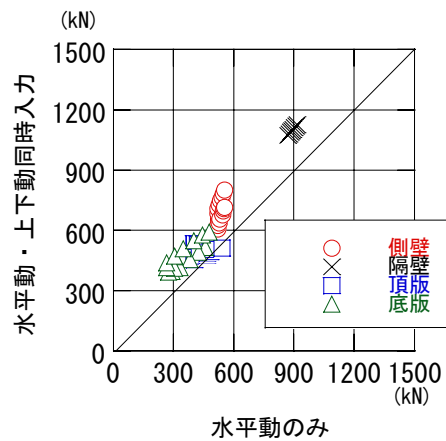
以上の結果より、地盤の不整形性により、成層地盤時とは異なる機構によって水平部材においても軸力の変動が見られるものの、その変動の範囲はわずかであることが分かる。



(a) 最大曲げモーメント



(b) 最大せん断力



(c) 最大軸力

図-1-2 断面力に及ぼす影響

4. まとめ

- (1) 本研究で対象とした地盤モデルでは、水平動のみを付与しても、側方の岩盤の影響によって、最大で 4m/s^2 程度の上下動が励起される。
- (2) 地中構造物の主たる地震荷重である上載土慣性力の鉛直成分は、基盤から入射される上下動によって生起する。一方、水平成分には、上下動の影響は見られないものの、側方の岩盤の影響により、応答特性が大きく変化する。
- (3) 構造系全体のせん断変形に起因する応答(曲げモーメントおよびせん断力)は弾性範囲内にあり、上下動がこれらの断面力の発生にほとんど寄与していない。
- (4) 構造物の鉛直方向部材には、成層地盤時と同様、基盤から入射される上下動により、水平方向部材には側方岩盤により、それぞれごくわずかな軸力の変動がみられる。

謝辞: 本研究は、電力9社、日本原子力発電(株)および電源開発(株)による電力共通研究の一部として実施した。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 原子力土木委員会 耐震性能評価部会: 委員会報告 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計における動的上下動の影響評価, 土木学会論文集, No.760/V-63, pp.1-12, 2004.5
- 2) 武村雅之, 大野 普, 高橋克也: 強震記録から見た震源近傍での硬質地盤上における地震動 —レベル2地震動の共通基準—, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.61-64, 1999.7
- 3) 原子力土木委員会 地盤安定性評価部会: 上下動を考慮した原子力発電所基礎地盤及び周辺斜面の地震時安定性評価, 土木学会論文集, No.757/III-66, pp.21-31, 2004.3
- 4) 金谷 守, 石川博之, 金戸俊道: 等価線形解析を用いた地盤の上下動応答解析に関する一考察, 第11回日本地震工学シンポジウム

論文集, pp.757-762, 2002.11

- 5) 金谷 守, 石川博之, 金戸俊道: 水平・上下動の同時入力を伴う等価線形解析における体積弾性係数の設定, 土木学会 第58回年次学術講演会講演概要集, III-117, 2003.9
- 6) 大崎順彦, 原 昭夫, 清田芳治: 地盤振動のための土の動力学モデルの提案と解析例, 第5回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.697-704, 1978.11
- 7) 河井 正, 金谷 守, 大友敬三, 松井 淳, 松尾豊史: 鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の高度化(その2) —密な乾燥砂地盤・構造物連成系解析における地盤非線形モデルの適用性評価—, 電力中央研究所報告, 研究報告 U02018, 2003.1
- 8) 松井 淳, 大友敬三, 河井 正, 福本彦吉: 鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の開発 (その3) 部材非線形モデルによる耐震性能照査について, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1107-1112, 2002.11
- 9) 江戸宏彰, 武田寿一, 表佑一郎: 3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験(その2. 実験結果の検討), 日本建築学会関東支部 第44回研究報告集, pp.45-48, 1973.3
- 10) Takeda T., A. Sozen and N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, 第3回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.357-364, 1970.11
- 11) 三浦房紀: 強震時における剛構造物の耐震安定性の評価, 第6回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1785-1792, 1982.12
- 12) 大友敬三, 末広俊夫, 河井 正, 金谷賢生: 強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.157-175, 2003.3
- 13) 土木学会: コンクリート標準示方書〔構造的耐震性能照査編〕, 2002年制定, 2002.3