

地盤の境界条件や解析手法が非線形動的相互作用を考慮した構造物の地震時挙動に与える影響

宇野 州彦¹・塩尻 弘雄²・川口 和広³・仲村 成貴⁴

¹修(工) 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 博士後期課程
(五洋建設㈱ 土木部門土木本部土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8))

E-mail:Kunihiko.Uno@mail.penta-ocean.co.jp

²工博 日本大学教授 理工学部土木工学科 (〒101-8308 東京都千代田区神田駿河台1-8)

E-mail:shiojiri@civil.cst.nihon-u.ac.jp

³修(工) JIPテクノサイエンス㈱ 東京テクノセンタ (〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町1-2-5)

⁴博(工) 日本大学助教 理工学部土木工学科 (〒101-8308 東京都千代田区神田駿河台1-8)

本研究では、実在のSRC建物で得られた観測記録を用いてモデル化の妥当性を検証し、その地盤モデルを用いたRC建物や高架橋の橋脚モデルに対し、解析手法や境界条件、地盤のモデル化範囲が動的相互作用を考慮した地盤-構造物系の地震時挙動にどのような影響を及ぼすのかを検討した。結果から、SRC建物の場合、動的相互作用の影響も小さいことから解析値は観測値とよく一致し、モデル化の妥当性を示すことができた。またRC建物や橋脚モデル等の重量構造物では、動的相互作用の影響が大きく、地盤のモデル化範囲の影響を大きく受けることが分かった。そこで、今回提案するPMLを橋脚モデルの地盤境界に用いることで、モデル化範囲が小さな場合でも良好な解析結果を得ることができた。

Key Words : *nonlinear soil-structure interaction, boundary condition, notch force, Perfectly Matched Layer,*

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、橋梁や地中構造物、港湾施設やライフライン施設等の土木構造物に激甚な被害をもたらした。その後の耐震設計法に多大な影響を及ぼした。耐震設計法においては、「道路橋示方書・同解説」¹⁾や「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁾等に見られるように、構造物ごとの目標性能を設定し、これを満足するように設計する性能設計法へと移行しつつある。また近い将来、東海地震、南海地震、東南海地震、南関東地震や、首都圏直下型地震等も発生が懸念されており、性能設計法への期待と、耐震設計レベルのさらなる高度化が要求されている。

構造物の耐震設計においては、動的解析が主流となってきており、また解析においても、地盤条件等を適切に考慮した上で構造物の応答を評価しなければならない。近年では、コンピュータ技術の発展と、先に述べた性能設計法に伴う変形解析のニーズの高まりから、構造物全体系を地盤-基礎-構造物からなる動的相互作用を考慮したFEMでモデル化し、一体解析を実施する機会や関連した研究が増えてきている³⁾⁻⁹⁾。

FEM解析においては周知の通り、無限に広がる地盤を有限領域でモデル化せざるを得ないため、境界条件を設定する必要がある。境界条件は、現在市販されている解析ツールにおいても数種類の設定が可能であり、設計者が対象とする構造物の要求性能に応じて適宜選択することになるが、構造物と地盤との剛性差や質量差に基づく動的相互作用や各要素の非線形性の程度によって、どの程度の地盤領域のモデル化が必要なのかということに関しては、あまり研究がなされていない。また、境界面での地震エネルギーの反射や減衰に関して、高性能の境界条件が提案されておらず、既存の解析ツールを使用する場合にはその選択肢が限られており、よって構造物の応答精度を上げるためには、大きな地盤領域をモデル化せざるを得ない現状にあり、設計者にとってFEM解析を行う際にはこの点が大きな負荷となる。

そこで本研究では、まず地盤領域のモデル化範囲の影響に関して検討する。最初に実構造物を例に、観測記録を用いたモデル化範囲の影響を検討する。またここでは、周波数応答解析と時刻歴応答解析という二種類の解析手法を用いることで、これらの手法の適用範囲にも言及する。次に、同じ地盤モデルで構造形式をRC造を想定した場合(実構造形式は

SRC造)に、動的相互作用の影響とモデル化範囲の関係について検討する。さらに、橋梁のような重量構造物の場合に、FEMの膨大な量のモデル化への対策として、PML (Perfectly Matched Layer)^{10)~14)}を提案する。PMLは人工的に設定した層であり、インピーダンスを解析対象領域と等しく、かつ内部の波動を減衰させる働きを持たせる。ここでは境界条件を数種類(粘性境界、切り欠き力、PML)想定し、PMLの有効性を示す。

2. 解析モデル

(1) 対象構造物およびモデル化手法

本研究では、写真-1に示す建物を対象に検討を行った。対象構造物は地下1階、地上5階のSRC6層構造である。

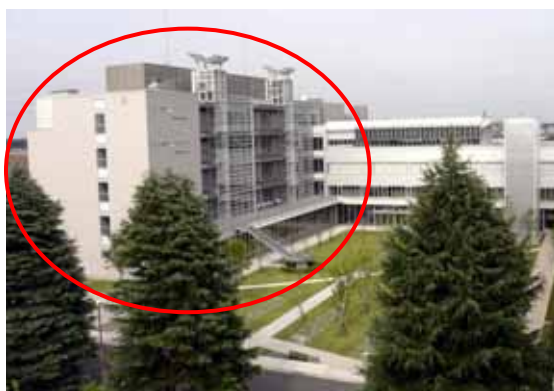


写真-1 解析対象構造物

次に解析モデルを図-1に示す。建物に関しては、地上部と地下部・底版で要素を変えている。地上部は、2次元はり要素でモデル化しており、その要素・材料特性として建物の梁・柱の奥行き方向の断面積および断面2次モーメントを総和し、単位奥行きに換算して2次元にモデル化している。対象とした断面の軸組図を図-2に、単位奥行き換算後の平均的な断面定数の諸元を表-1に示す。建物は1層あたり約4m、柱(壁)の間隔は約7.2mである。ただし今回は図-2にあるブレースダンパーはモデル化していない。また壁に関しては、地震作用方向に対しての耐震壁はないためモデル化していない。一方、地下部および底版に関しては、線形平面要素でモデル化しており、面的に外力に抵抗するようにモデル化した。地盤に関しては、図-3に示すPS検層や、図-4の動的三軸試験結果を用いて物性値を算出している。使用する要素は平面ひずみ要素とし、底面は工学的基盤面までモデル化する。地盤の物性値を表-2に示す。さらに杭基礎は2次元はり要素でモデル化し、梁や柱と同様、奥行き方向の杭の本数分を合計し、奥行き距離で割ることで、単位奥行きの物性として表現している。これらの物性値は、建物の図面からその数値を算出した(表-1に物性値表記)。

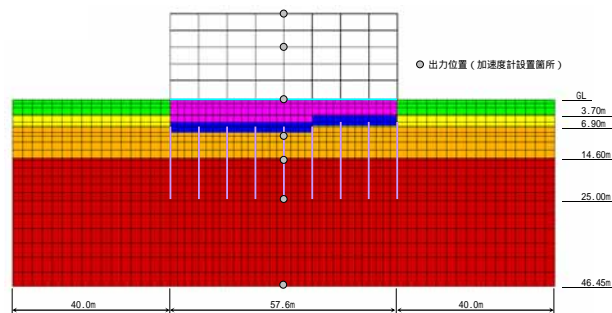


図-1 解析モデル

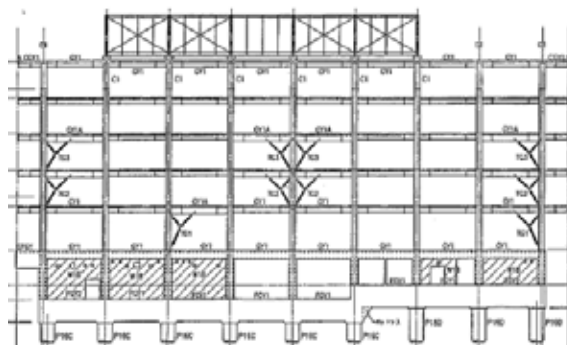


図-2 対象断面の軸組図

表-1 はり要素の断面諸元(平均値)

種類	floor	断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)
柱	5F	0.007	0.0004
	4F	0.007	0.0004
	3F	0.008	0.0005
	2F	0.008	0.0005
	1F	0.009	0.0006
梁	5F	0.002	0.0002
	4F	0.002	0.0002
	3F	0.003	0.0003
	2F	0.004	0.0003
	1F	0.004	0.0004
杭		0.06	0.0019

場所	重量 (kN)
床	600
各フロア	900

表-2 平面要素の物性値

要素	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断弾性係数 (kN/m ²)
地下階	0.17	3.96	1.76E+06
底版	0.17	3.97	4.74E+05
地盤(緑)	0.42	13.7	1.54E+04
地盤(黄)	0.49	14.7	4.78E+04
地盤(橙)	0.49	18.1	1.84E+05
地盤(赤)	0.48	18.1	3.21E+05

(2) 対象地域で観測された地震動

対象構造物およびその直下の地盤には、地震計が設置されており、地震観測が行われている。今回は、まずこの地震観測記録をもとに、解析モデルの妥当性や観測規模相当の地震動を想定した場合の地盤領域のモデル化に関して、検討を行った。

図-5 に入力地震動を示す。また波形のフーリエスペクトルを図-6に示す。これは2005年7月23日に、本検討建物直下に設置された地震計で観測さ

れた地震波である。

解析条件に関しては、次章以降で説明する。

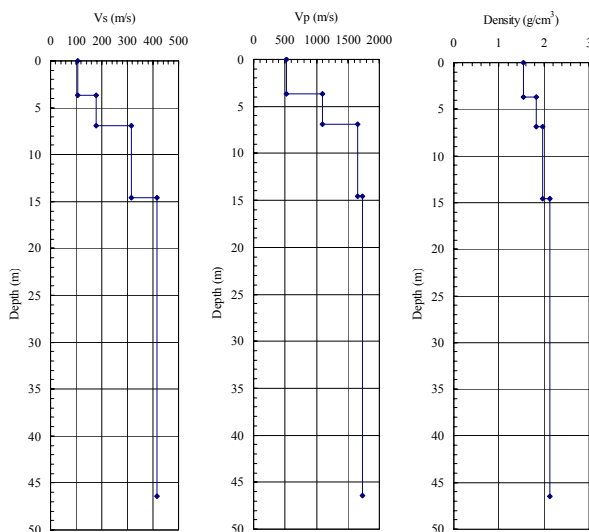


図-3 地盤検層図

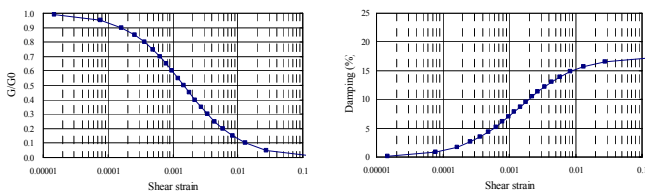


図-4 動的三軸試験結果

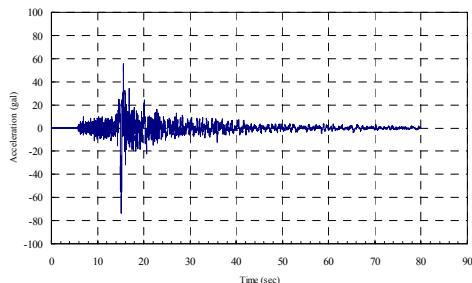


図-5 入力地震動

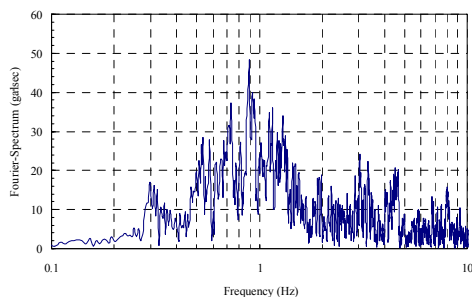


図-6 入力地震動のフーリエスペクトル

3. 観測地震による解析手法および地盤領域のモデル化範囲の影響

本章では、観測された地震動を用いて、解析モデ

ルの妥当性を検証した。具体的には、建物に設置された地震計で観測されたものと、解析により計算した応答値の比較を行う。また解析手法も、周波数応答解析と時刻歴応答解析の二種類実施し、物性値の他に境界条件等の妥当性も検証した。

周波数応答解析においては、地盤のひずみ依存特性は図-4 に示した試験結果を用い、側方の境界条件は粘性境界のケースを想定した。時刻歴応答解析においても同様に、粘性境界を想定し、地盤の非線形特性として、Hardin-Drnevich の τ - γ 曲線モデルを用いた。Hardin-Drnevich モデルでは、Masing Rule に基づく非線形履歴曲線を描き、具体的には以下の数式に従っている。

・ Initial Loading Curve

$$\tau = G_0 \gamma / (1.0 + |\gamma| / \gamma_r)$$

$$G_t = G_0 \times \left(1.0 - \frac{|\tau|}{G_0 \cdot \gamma_r} \right)^2$$

・ Unloading Curve, Reloading Curve

$$\tau = \tau_R + \frac{G_0 \cdot (\gamma - \gamma_R)}{1.0 + |\gamma - \gamma_R| / (2.0 \cdot \gamma_r)}$$

$$G_t = G_0 \times \left(1.0 + \frac{|\tau - \tau_R|}{2.0 \cdot G_0 \cdot \gamma_r} \right)^2$$

ここで、

G_0 : 初期剛性

γ_r : 規準ひずみ

(γ_R, τ_R) : リバース点

規準ひずみは、動的三軸試験結果の G/G_0 が 0.5 となるひずみを採用した。数値積分法は Newmark β 法 ($\beta=0.25$) による直接積分法で行っている。積分時間間隔は 0.005 秒とした。減衰定数に関しては、両解析手法とも建屋および杭 (2 次元はり要素) は 2% で設定しており、時刻歴応答解析では、固有振動解析によって得られた主要モードで Rayleigh 減衰を設定している。解析コードは、周波数応答解析は SuperFLUSH/2D、時刻歴応答解析は DIANA を使用している。

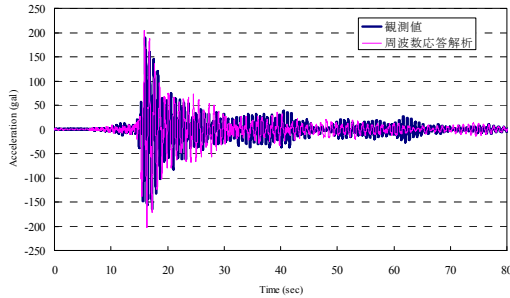
減衰特性に関して、時刻歴応答解析での速度比例減衰では、Rayleigh 減衰を用いた。Rayleigh 減衰の設定にあたっては、減衰の振動数依存性を表現するには限界がある点¹⁵⁻¹⁸⁾を留意している。

解析結果を図-7に、またそれぞれのフーリエスペクトルを図-8に示す。観測値を基準として、周波数応答解析および時刻歴応答解析の結果を比較することで解析モデルの妥当性を検証した。加速度のピーク値からの減衰に若干の違いが見られるが、結果は概ね一致している。

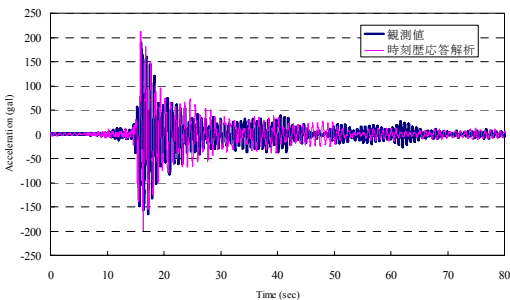
フーリエスペクトルに着目すると、1 次モードは 3 種類すべて 1.15Hz 近傍を示した。また図-9 に周波数応答解析と時刻歴応答解析のフーリエ振幅比を示す。これより概ね振幅比 1 倍付近の比率を示すことから、両手法ともに解析結果はほぼ一致している。

と言える。これは、入力地震動のエネルギーが小さいため、発生する地盤のひずみが小さく、また構造物も弾性範囲内の応答であったため、周波数応答解析でも十分評価できることを示している。

また、周波数応答解析において、著者らは文献³⁾において側方の境界条件をエネルギー伝達境界等に設定して解析を行ったが、結果は粘性境界とほぼ同じであったことを確認している。時刻歴応答解析においても、文献³⁾より境界条件をローラー境界や周期境界に設定して解析を行っているが、こちらもほぼ同じ結果となり、地盤ひずみ 0.01%~0.1%レベルでは境界条件の影響は見られないといえる。

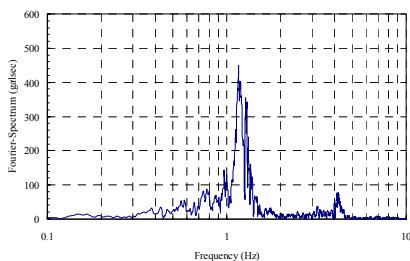


(a) 観測値と周波数応答解析の比較

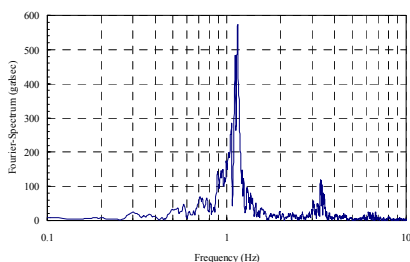


(b) 観測値と時刻歴応答解析の比較

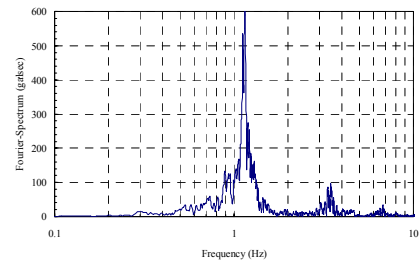
図-7 観測値と解析値の比較



(a) 観測記録のフーリエスペクトル



(b) 周波数応答解析のフーリエスペクトル



(c) 時刻歴応答解析のフーリエスペクトル

図-8 フーリエスペクトルの比較

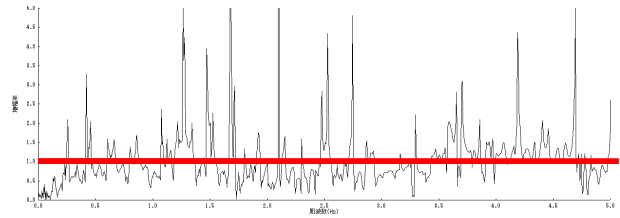


図-9 フーリエ振幅比 (時刻歴/周波数)

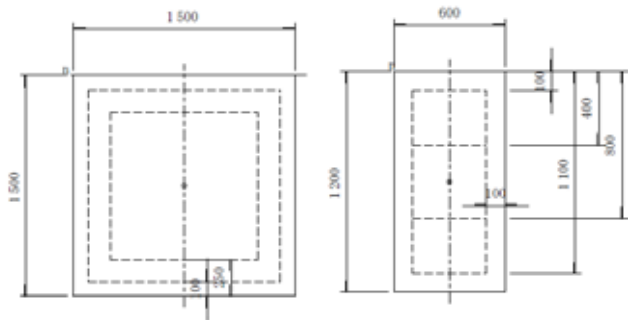
さらに、地盤領域のモデル化範囲の影響も検討した。地盤領域のモデル化範囲としては、側方に建物両端からそれぞれ10m, 20m, 40mの範囲をモデル化した(図-1では、地盤領域として40mの範囲をモデル化したものを掲載している)。結果としては、モデル化範囲の影響を受けることなく、地盤領域10mのモデルに対しても良好な結果を示した。結果の詳細に関しては、次章での比較検討のため後述する。

4. 動的相互作用力の違いによる地盤領域のモデル化範囲の影響

(1) RC造建物のモデル化手法

次に構造物を現状の SRC 造から剛性や質量の大きな RC 造を想定し解析を行った場合、モデル化する地盤領域が解析結果にどの程度影響を及ぼすのかを検討する。RC 造の構造諸元に関しては、実際の構造物のデータから建築基準法¹⁹⁾に基づいて RC 造とした際の剛性および質量を算出した。具体的な柱・梁の断面を図-10 に示す。コンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 で、鉄筋は SD345 を使用している。柱の主鉄筋は、2 段配筋とし、D22 の径を外側に 32 本、内側に 24 本配置した。梁の主鉄筋も、最小鉄筋量を満足するように配筋した(鉄筋量: 190.608cm^2)。

またこのモデルにおける M- ϕ 特性を図-11 に示す。なお本検討においては、境界条件として粘性境界を設定している。その他の解析手法、条件に関しては、前章と同様である。



(a) 柱の断面図 (b) 梁の断面図

図-10 柱・梁の断面図

表-3 柱・梁の M-φ 特性

(a) 柱の M-φ 特性

ひび割れモーメント		
	+	-
Mc(kN/m)	1177.005	-1177.005
φc(1/m)	0.000101867	-0.000101867
初降伏モーメント		
	+	-
My0(kN・m)	3444.240	-3444.240
x(m)	0.3530	-0.3530
εcu	0.0005815	0.0005815
φy0(1/m)	0.001647509	-0.001647509
終局モーメント		
	+	-
My0(kN・m)	4890.321	-4890.321
x(m)	0.1918	-0.1918
εcu	999.900	4890320.939
φy0(1/m)	0.018247223	-0.018247223

(b) 梁の M-φ 特性

ひび割れモーメント		
	+	-
Mc(kN/m)	335.447	-335.447
φc(1/m)	0.000127333	-0.000127333
初降伏モーメント		
	+	-
My0(kN・m)	2049.977	-2049.977
x(m)	0.3923	-0.3923
εcu	0.0009562	0.0009562
φy0(1/m)	0.002437489	-0.002437489
終局モーメント		
	+	-
My0(kN・m)	2963.573	-2963.573
x(m)	0.3075	-0.3075
εcu	999.900	2963573.166
φy0(1/m)	0.01138164	-0.01138164

(2) SRC造とRC造の構造物および地盤の剛性差・質量差

本章でRC造を検討するにあたり、解析モデルおよび固有振動解析結果より、SRC造からRC造へモデルを変換する中で、両者にどれほどの違いがあるのかを比較表にした。表-4に示す。また建屋のみのモデル（SRC造もRC造もモデル図は同じ）を図-11に示す。このモデルと地盤のモデルをそれぞれ固有振動解析を行うことで振動数の違いを比較検討する。まず今回検討するRC造はSRC造と比べ、質量を大

幅に増やしている。また固有振動解析結果から、SRC造とRC造ともに固有振動数に大きな違いはない。さらに、建屋のみのモデルと地盤モデルを比較しても固有振動数はほとんど変わらない。このことから、RC造へモデルを変える際に質量を増加した分だけ、剛性も高くなっていることが言える。これらの結果が、動的解析結果に影響を与えるかどうかを次節で検討する。

表-4 SRC造とRC造の比較

	SRC造	RC造	地盤
建屋全体の質量(t)	384.91	6472.1	/
固有振動数(Hz)	1.16	1.17	

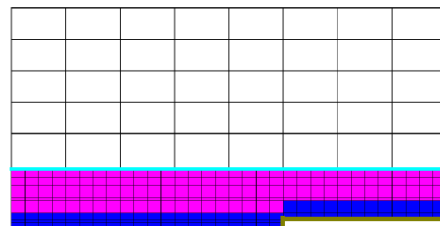


図-11 建屋モデル

(3) 解析結果

解析結果を図-12～図-14に示す。解析結果より、前章のSRC造に比べ応答が低減し、応答の収束も早いことが窺える。これはRC造の方が剛性、質量ともにSRC造よりも地盤との差が大きく、その結果SRC造と比較して地盤との動的相互作用が大きく働いたためと考えられる。このことは文献²⁰⁾にも、地盤と構造物の剛性差が大きいと地盤の変位（挙動）を拘束することが示されており、結果として構造物の応答も低減することになる。

また15(sec)～20(sec)における応答に着目し、地盤領域40m, 20m, 10mの結果を重ねて表示したものを図-15に示す。図-16にはSRC造における結果を重ねたものを同様に示す。これらの結果より、SRC造の場合と比較して地盤領域の影響をより受けていると考えられる。これは先述したように、動的相互作用の影響が大きいと、地盤領域が狭いと、境界条件が構造物の挙動に与える影響がさらに大きいと考えられる。したがって、RC造等、動的相互作用が大きく働くと考えられる場合には、境界での反射波の影響により、解析精度が落ちないように注意すべきである。

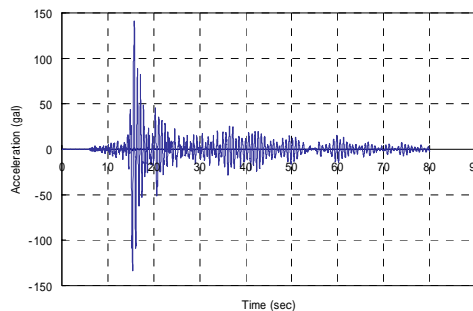


図-12 RC造建物最上部の加速度時刻歴 (地盤領域40m)

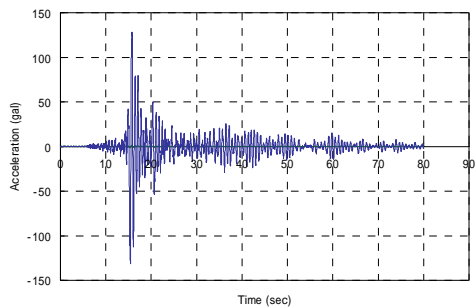


図-13 RC造建物最上部の加速度時刻歴
(地盤領域20m)

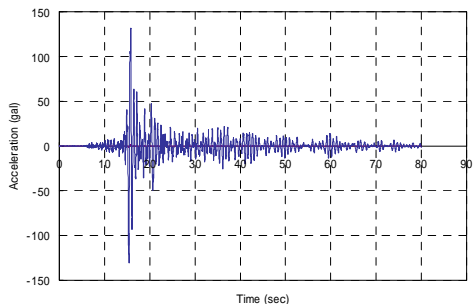


図-14 RC造建物最上部の加速度時刻歴
(地盤領域10m)

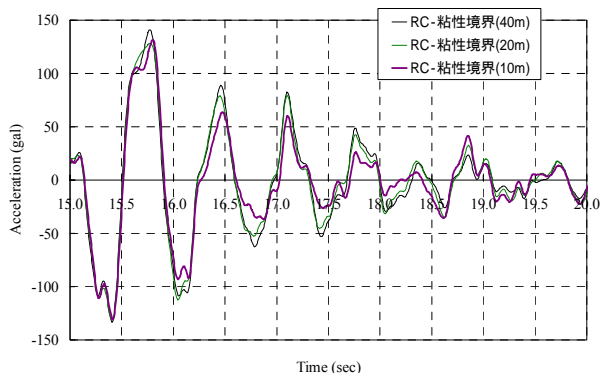


図-15 RC造建物最上部の応答加速度時刻歴の比較

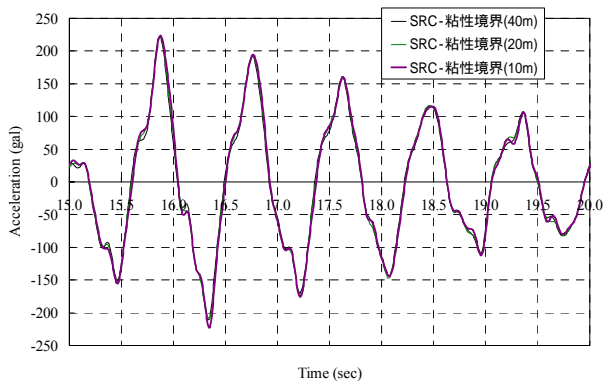


図-16 SRC造建物最上部の応答加速度時刻歴の比較

5. 応答の非線形性と地盤領域のモデル化範囲の影響

これまでの、入力地震動が図-5 に示すように小さなものであり、地盤の挙動が非線形を強く示すものではなかったが、地盤が強非線形を示した場合、前章までに述べた地盤領域の影響がさらにどのように変化するかを検討するために解析検討を行った。今回は、コンクリート標準示方書〔耐震性能照査編〕に記載されてある、兵庫県南部地震における神戸ポートアイランド強震観測点における記録から、その地震計設置位置相当の解法基盤での地震動（NS 成分）を新たな入力地震動として設定し、解析を行った。構造形式は RC 造を想定し、部材の非線形特性は M- ϕ 特性を利用して武田モデルでモデル化した。境界条件は粘性境界とした。

図-17 に本章で着目する箇所を示す。RC 造建物に関しては、建物最上部と 1F 床の応答時刻歴に関して比較検討することとした。また、今回の検討では地盤が強非線形を示すことが予想されるため、建物直下の地盤（要素 C）のひずみ履歴曲線での比較検討も行った。

まず、建物から得られた応答加速度時刻歴を図-18 および図-19 に示す。今回も主要動である 15(sec)~20(sec)における応答に着目する。図-18 より、前章でも明らかなように地盤領域のモデル化範囲の違いにより、建物の応答が変わってくる。今回は、地震動による地盤の非線形性も大きな上に、構造物との相互作用による地盤の非線形化が加わり、さらに建物も非線形を示すため、影響が異なる。建物の非線形により、剛性の急変の影響と相互作用、および地盤の強非線形の影響を大きく受ける 1F では、図-19 のように地盤領域のモデル化範囲の影響を大きく受ける。

また、地盤のひずみ履歴曲線を図-20~図-22 に示す。建物直下においては、先述したように地震動による地盤の強非線形の影響で、境界で反射されるエネルギーが大きく異なることで、モデル化範囲によって応答が変化するだけでなく、建物との相互作用、今回は特に建物自体も非線形応答を示すため、複雑な相互応答を伴う。境界が建物から近い場所に存在すると、それらの影響を受けた波が反射して、すぐに建物直下に返ってくるため、さらに応答に誤差が生じてしまう。3つの応答図を比較すると、全体応答からの比率から考えるとわずかな違いではあるが、地盤領域の違いによりエネルギー吸収に差が見られる。

したがって、大規模地震動を想定するような解析においては、境界において波が反射する要因が増え、それにより、建物直下地盤や、建物の応答に悪影響を及ぼすため、地盤領域のモデル化を行う際には、十分注意する必要がある。ただし、今回のような解析モデルとなると、先述したように解析精度を上げるために、多くの地盤領域をモデル化しなければならない。

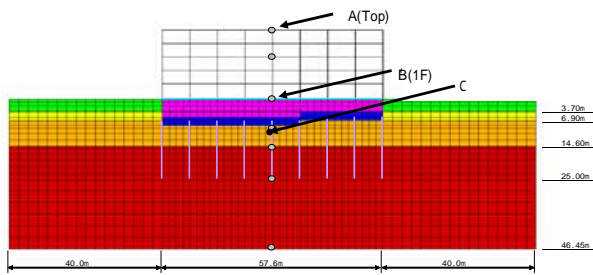


図-17 解析モデルと着目点
(地盤領域 40m の場合)

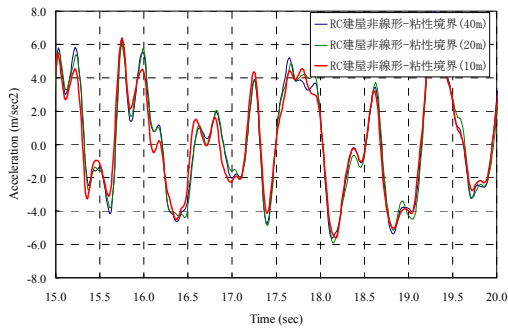


図-18 RC 造建物最上部における応答加速度時刻歴

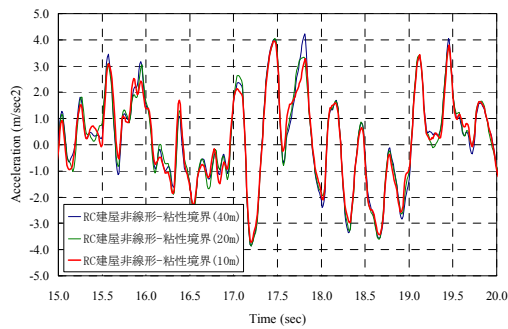


図-19 RC 造建物 1F 床梁における応答加速度時刻歴

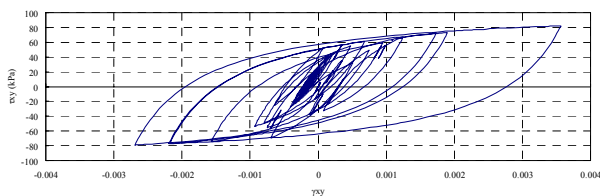


図-20 要素Cにおける τ - γ 履歴曲線
(地盤領域40m)

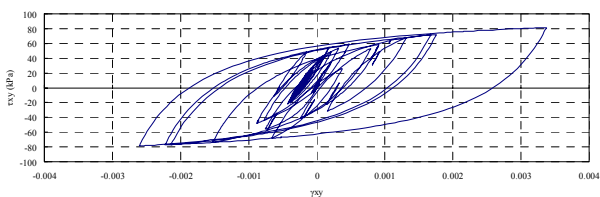


図-21 要素Cにおける τ - γ 履歴曲線
(地盤領域20m)

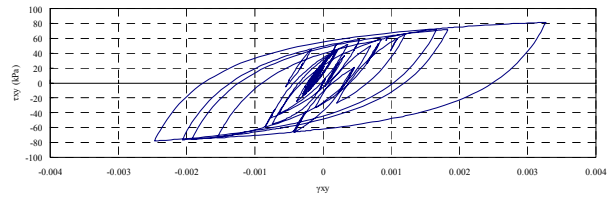


図-22 要素Cにおける τ - γ 履歴曲線
(地盤領域10m)

6. 切り欠き力の考慮と新たな境界条件の提案

(1) 解析モデルとモデル化手法

ここでは、重量構造物により、さらに動的相互作用の影響が大きくなると思われる橋脚モデルに関して検討を行う。解析モデルを図-23に示す。杭長が23.7mの杭基礎橋脚の直角方向を解析対象とする。なお、今回は簡単のため、支承のモデル化を省略している。

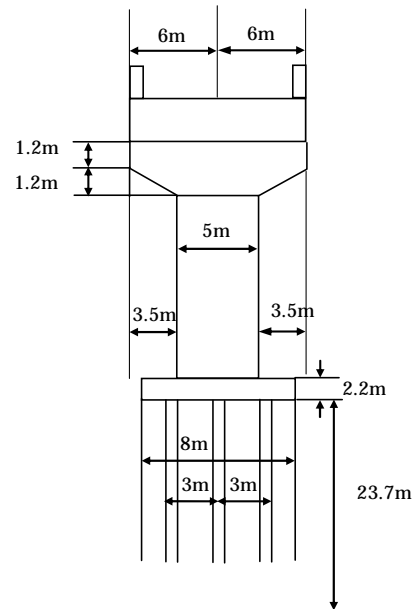


図-23 解析モデル

図-24 に全体系モデルを示す。橋脚に関しては上部工と橋脚部にそれぞれ集中質量を持たせた 2 質点モデルとした。上部工の質量は 73,900kg、橋脚は 15,150kg である。その他の橋脚に関する物性値は、表-5 に示す。地盤モデルは図-24 にあるように 4 層のモデルとしている。これらは、先に検討した建築構造物のモデルで使用した地盤と同じ物性値を使用している。なお、入力波は図に示すように、深度 46.9 m の位置から上方向に入射させる。

表-5 橋脚の物性値

	断面2次モーメント (m ⁴)	断面積 (m ²)	密度 (kg/m ³)	ヤング係数 (N/m ²)
上部工	37.3	3.12	2300	2.00E+10
橋脚	2.70	1.294	2300	2.00E+10
杭	0.0359	0.399	2300	2.00E+10

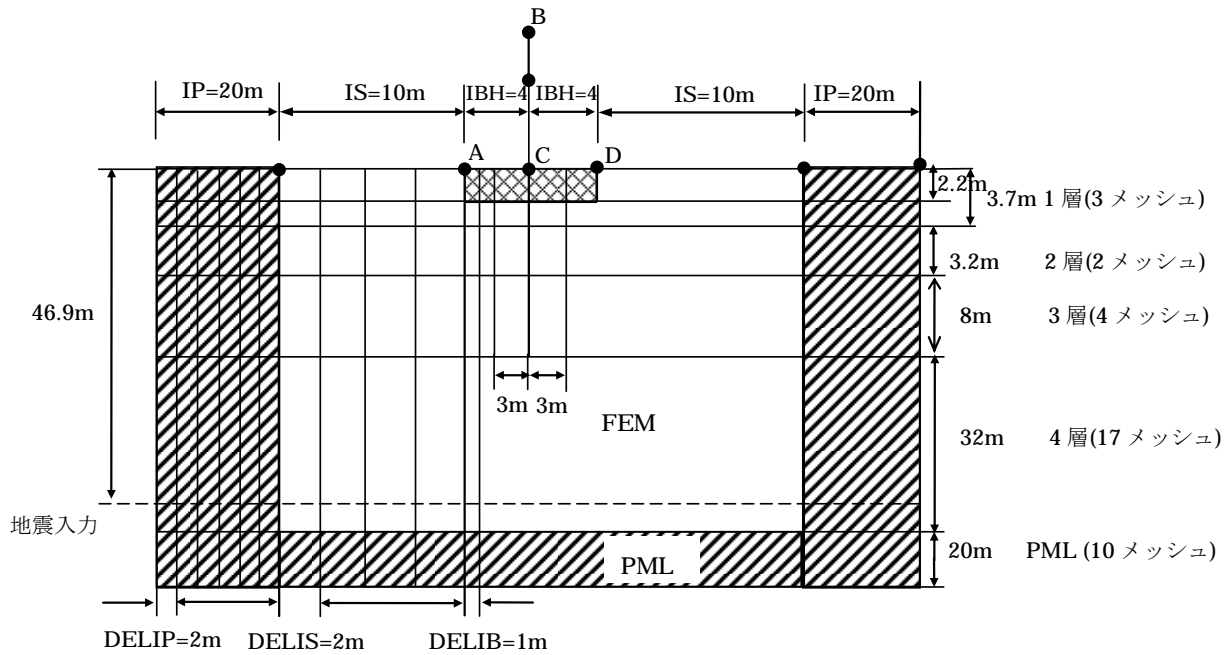


図-24 全体系モデル (PML境界を設定した場合)

ここでは、以下の5ケースについて検討を行う。まず、①解析検討時間内に、境界からの反射波が構造物まで届かない領域までモデル化したもの、これは地盤100メッシュとして他のモデルに比し著しく大きく、かつ端部にPMLも設置し、反射波が構造物まで届くことなく影響を無視しようと考えられるモデルとし、これをここでの応答比較の正解とする。次に、②側方境界までの距離を30mとしてモデル化し、境界に何も設けないもの、③その側方境界に粘性ダンパー(粘性境界)を設けたもの、④さらに切り欠き力を考慮したもの、⑤側方距離までの距離30mのうち、20mをPMLとして置き換えたもの(粘性ダンパーや切り欠き力は考慮しない)、以上のケースを想定する。そこでまずPMLに関する説明と定式化を次節で示す。

(2) PML (Perfectly Matched Layer) の定式化

PMLは、インピーダンスが解析対象領域と等しく、反射波を発生させず、かつ内部の波動を減衰させるような人工的な層を、解析対象領域の周辺に配置させるものである^{10),11)}。解析時間内での波動伝播距離が大きく、当初、比較的波長の短い電波や超音波の解析に用いられていたが^{10),11),14)}、Basuらは、弾性体の動的問題への有限要素法による解析への適用を行っている。振動数領域の解析で、変位を未知変数とする対称な定式化を導き¹²⁾、時間領域の解析では非対称な定式化を導いている¹³⁾。

ここでは、Basuと同様、PML領域では材料非線形は発生しないものとする。ただし、Basuの対称な振動数領域の定式化を基に、有限要素部とより整合的で、かつ対称な時間領域解析化を行うとともに、有限要素領域およびPML領域への地震波入射の定式化を行い、数値例でその有効性を示す。

Basuらは、PMLの概念は、振動数領域において、次式のような座標変換を行うことと等価との考えから、定式化を導いている。

$$\tilde{x}_i = \int_0^{x_i} \lambda_i(s) ds \quad (1)$$

ここで、 x_i は座標の*i*成分、 \tilde{x}_i はその変換後の成分、 λ_i は次式で表されるものとした。簡単のため x_i は全体座標系と一致しているものとする。

$$\lambda_i(s) = 1 + f_i^e(s) + \frac{c_s}{i\omega b} f_i^p(s) \quad (2)$$

ただし*i*は純虚数、 c_s はせん断波速度、 b は代表長さ、 ω は角振動数、 f_i^e 、 f_i^p は非負な無次元連続関数で、有限要素部との境界で0となる。

弾性波動の方程式が、 \tilde{x}_i に対して成立するものとして x_i に対する方程式に変換する。即ち、

$$\frac{\partial}{\partial \tilde{x}_i} = \frac{1}{\lambda_i} \frac{\partial}{\partial x_i} \text{ の関係式を用いて変換する。}$$

定式化に関しては、著者らが既往の研究²¹⁾で示しているので、これ以降は省略する。

(3) 解析結果

入力波形を図-25に示す。地上で卓越周期0.2秒のRicker waveletとなるような波形を考えて、これを深度46.9mまで1次元地盤モデル中を引き戻し、得られた波形をその位置で上方向へ入射した。

まず、上部工の節点Bにおける応答比較を行う。応答結果を図-26に示す。ここに示す領域大というもの正解とする。結果より、切り欠き力と粘性ダンパーを考慮したケースとPMLのケースが正解に近い結果となっている。その他のケースでは、位相

のずれや振幅の違いが見られる。

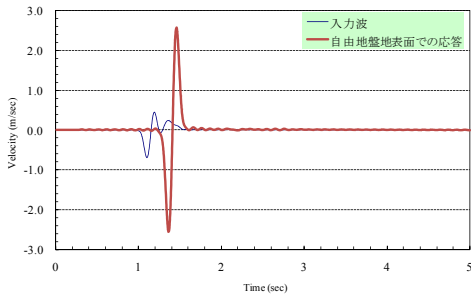
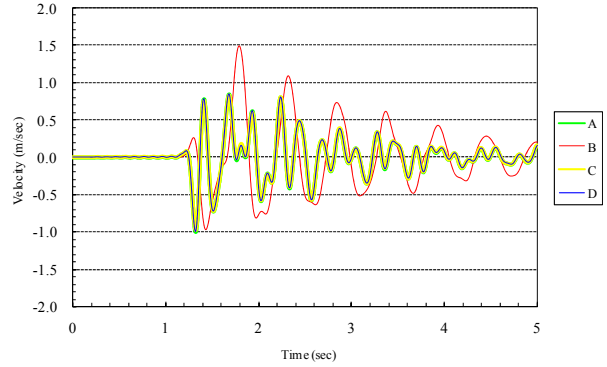


図-25 入力波形



(a) 境界での設定なし

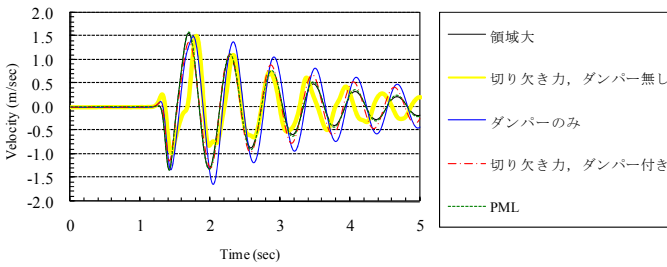


図-26 節点 B における速度応答

そこで、切り欠き力と粘性ダンパー考慮のケースと PML のケースのみ抜き出したケースを図-27 に示す。これより、PML のケースでは、応答の収束に関しても正しい結果に近い応答を示していることがわかる。

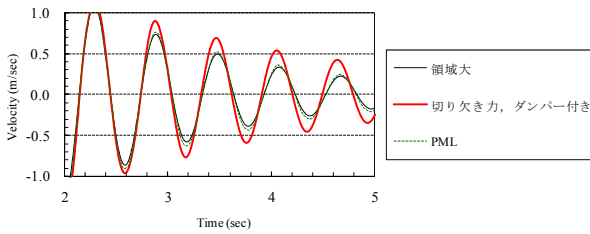
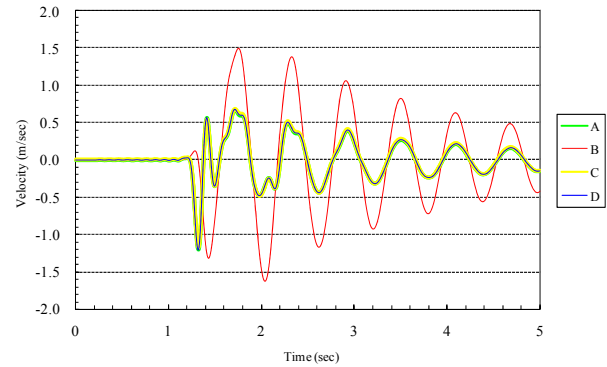
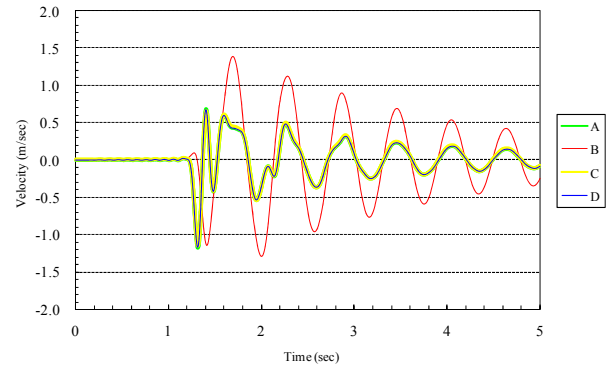


図-27 切り欠き力と粘性ダンパー考慮のケースと PML のケースの比較

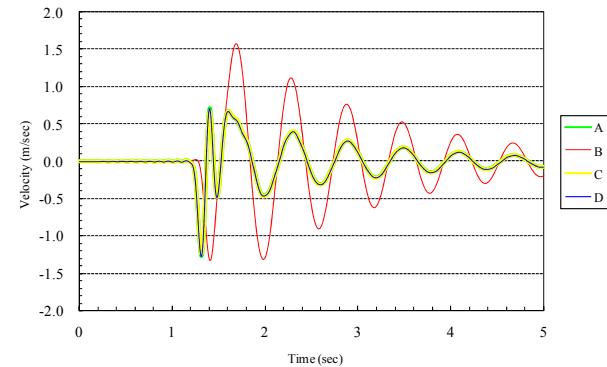
次に各節点 A~D までの応答比較を図-28 に示す。これらの結果より、フーチング上面 (A, C, D) では、PML のケース以外では周期が安定しないのがわかる。これらの結果からも PML の有効性が示された。



(b) 粘性ダンパーのみ考慮



(c) 切り欠き力と粘性ダンパー考慮



(d) PML

図-28 各種境界条件による応答結果の比較

7. 非線形挙動時でのPML(Convolutional PML)の導入

(1) 定式化

通常の PML は ω が小さい場合に誤差が出る可能性がある．そこで次のように座標変換係数を変え， ω の実軸上の特異点をなくす．

$$\lambda_i = k_i + \frac{\sigma_i}{\alpha_i + i\omega} \quad (3)$$

ここで， k_i, σ_i, α_i は x_i のみの関数とする．PML の運動方程式は

$$-\omega^2 \rho \bar{u}_i = \frac{1}{\lambda_j} \frac{\partial \bar{\sigma}_{ij}}{\partial x_j} \quad (4)$$

また，以下のように歪が書ける．

$$\bar{f}_{ij} = \frac{1}{\lambda_j} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \quad (5)$$

$$\bar{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2} (\bar{f}_{ij} + \bar{f}_{ji}) \quad (6)$$

ここで次のような非線形の応力ひずみ関係を考える．

$$\bar{\sigma}_{ij} = C_{ijkl} \bar{f}_{kl} + D_{ijpqrsmn} \bar{f}_{pq} \bar{f}_{rs} \bar{f}_{mn} \quad (7)$$

2次元問題を考え，式(4)の両辺に λ_1, λ_2 を乗じる．

$$-\omega^2 \rho \lambda_1 \lambda_2 \bar{u}_i = \lambda_j \frac{\partial \bar{\sigma}_{ij}}{\partial x_j} \quad (8)$$

式(3)より

$$\begin{aligned} -\rho \omega^2 \left(k_1 + \frac{\sigma_1}{\alpha_1 + i\omega} \right) \left(k_2 + \frac{\sigma_2}{\alpha_2 + i\omega} \right) \bar{u}_i \\ = \left(k_j + \frac{\sigma_j}{\alpha_j + i\omega} \right) \frac{\partial \bar{\sigma}_{ij}}{\partial x_j} \end{aligned} \quad (9)$$

書き直せば，

$$-\rho \omega^2 \left\{ \begin{aligned} &k_1 k_2 + \frac{k_2 \sigma_1 (\alpha_2 - \alpha_1) + \sigma_1 \sigma_2}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_1 + i\omega)} \\ &+ \frac{k_1 \sigma_2 (\alpha_2 - \alpha_1) - \sigma_1 \sigma_2}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 + i\omega)} \end{aligned} \right\} \bar{u}_i \quad (10)$$

$$= \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ \left(k_j + \frac{\sigma_j}{\alpha_j + i\omega} \right) \frac{\partial \bar{\sigma}_{ij}}{\partial x_j} \right\}$$

重み関数 w_i を用いて弱定数化を行うと，

$$\begin{aligned} \int_V -\rho \omega^2 w_i \left\{ \begin{aligned} &k_1 k_2 + \frac{k_2 \sigma_1 (\alpha_2 - \alpha_1) + \sigma_1 \sigma_2}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_1 + i\omega)} \\ &+ \frac{k_1 \sigma_2 (\alpha_2 - \alpha_1) - \sigma_1 \sigma_2}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 + i\omega)} \end{aligned} \right\} \bar{u}_i dv \\ = \int w_i \left(k_j + \frac{\sigma_j}{\alpha_j + i\omega} \right) \bar{\sigma}_{ij} n_j ds \\ - \int \frac{\partial w_i}{\partial x_j} \left(k_j + \frac{\sigma_j}{\alpha_j + i\omega} \right) \bar{\sigma}_{ij} du \end{aligned} \quad (11)$$

フーリエ逆変換により時間領域に変換すると，

$$\begin{aligned} \int_V \rho w_i \left\{ k_1 k_2 \ddot{u}_i + \frac{k_j \sigma_j (\alpha_j - \alpha_j) + \sigma_1 \sigma_2}{\alpha_j - \alpha_j} e^{-\alpha_j t} * \ddot{u}_i \right\} dv \\ = \int w_i (k_j \sigma_{ij} + \sigma_j e^{-\alpha_j t} * \sigma_{ij}) n_j ds \\ - \int \frac{\partial w_i}{\partial x_j} (k_j \sigma_{ij} + \sigma_j e^{-\alpha_j t} * \sigma_{ij}) dv \end{aligned} \quad (12)$$

ここで*は折りたたみ積分を意味する．同様に式(5)より，

$$(k_j f_{ij} + \sigma_j e^{-\alpha_j t} * f_{ij}) = \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (13)$$

ところで， $e^{-\alpha t} * f(t) = \int_0^t e^{-\alpha(t-t')} f(t') dt' = F(t)$ とおけば $F(t + \Delta t)$ は次式のように近似できる．

$$\begin{aligned} F(t + \Delta t) &= \int_t^{t+\Delta t} e^{-\alpha(t+\Delta t-t')} f(t') dt' \\ &\quad + e^{-\alpha \Delta t} \int_0^t e^{-\alpha(t-t')} f(t') dt' \\ &= \Delta t \left\{ (1 - \theta) e^{-\alpha \Delta t} f(t) + \theta f(t + \Delta t) \right\} \\ &\quad + e^{-\alpha \Delta t} F(t) \\ &= \theta \Delta t f(t + \Delta t) + e^{-\alpha \Delta t} F^*(t) \end{aligned} \quad (14)$$

ここで

$$F^*(t + \Delta t) = f(t + \Delta t) \Delta t + e^{-\alpha \Delta t} F^*(t) \quad (15)$$

従って式(13)より，

$$\begin{aligned} (k_j + \sigma_j \theta \Delta t) f_{ij}(t + \Delta t) \\ + e^{-\alpha_j \Delta t} \sigma_j F_{ij}^*(t) = \frac{\partial u_i}{\partial x_j}(t + \Delta t) \\ f_{ij}(t + \Delta t) = \frac{1}{k_j + \sigma_j \theta \Delta t} \frac{\partial u_i}{\partial x_j}(t + \Delta t) \\ - \frac{\sigma_j e^{-\alpha_j \Delta t}}{k_j + \sigma_j \theta \Delta t} F_{ij}^*(t) \end{aligned} \quad (16)$$

ここで

$$\begin{aligned} F_{ij}^*(t) &= \int_0^t e^{-\alpha_j(t-t')} f_{ij}(t') dt \\ &\quad + (1 - \theta) \Delta t f_{ij}(t) \end{aligned}$$

式(12)より，

$$\begin{aligned} \int_V \rho w_i \left\{ k_1 k_2 + \theta \Delta t (k_2 \sigma_1 + k_1 \sigma_2) \right\} \ddot{u}_i(t + \Delta t) dv \\ + \int_V \rho w_i \sum_{j=1}^2 \left\{ \frac{k_j \sigma_j (\alpha_j - \alpha_j) + \sigma_1 \sigma_2}{\alpha_j - \alpha_j} e^{-\alpha_j \Delta t} U_{ij}^*(t) \right\} dv \\ = \int w_i (k_j \sigma_{ij} + \sigma_j e^{-\alpha_j t} * \sigma_{ij} n_j) ds \\ - \int \frac{\partial w_i}{\partial x_j} \left\{ (k_j + \theta \Delta t \sigma_j) \sigma_{ij}(t + \Delta t) \right. \\ \left. + \sigma_j e^{-\alpha_j \Delta t} \sum_{ij}^* (t) \right\} dv \end{aligned}$$

ここで

$$U_{ij}^*(t) = \int_0^t e^{-\alpha_j(t-t')} \ddot{u}_i(t') dt' + \Delta t (1 - \theta) \ddot{u}_i(t) \quad (17)$$

したがって

$$\begin{aligned}
U_{ij}^*(t+\Delta t) &= \Delta t \ddot{u}_i(t+\Delta t) + e^{-\alpha_j \Delta t} U_{ij}^*(t), \\
\sum_{ij}^*(t+\Delta t) &= \Delta t \sigma_{ij}(t+\Delta t) + e^{-\alpha_j \Delta t} \sum_{ij}^*(t)
\end{aligned}$$

なお、線形問題とすると、

$$\begin{aligned}
&\int_{\bar{v}} \rho w_i \left\{ \begin{array}{l} k_1 k_2 \\ +\theta \Delta t (k_2 \sigma_1 + k_1 \sigma_2) \end{array} \right\} \ddot{u}_i(t+\Delta t) dv \\
&+ \int \frac{\partial w_i}{\partial x_j} \frac{DI}{g'_j g'_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_l}(t+\Delta t) dv \\
&= \int w_i (k_j \sigma_{ij} + \sigma_j e^{-\alpha_j t} * \sigma_{ij} n_j) ds \\
&- \int_{\bar{v}} \rho w_i \sum_{j=1}^2 \left\{ \frac{k_j \sigma_j (\alpha_j - \alpha_j) + \sigma_1 \sigma_2}{\alpha_j - \alpha_j} e^{-\alpha_j \Delta t} U_{ij}^*(t) \right\} dv \\
&- \int \frac{\partial w_i}{\partial x_j} \sigma_j e^{-\alpha_j \Delta t} \sum_{ij}^*(t) dv + \int \frac{\partial w_i}{\partial x_j} \frac{DI}{g'_j g'_i} C_{ijkl} e^{-\alpha_i \Delta t} \sigma_l F_{kl}^*
\end{aligned} \tag{18}$$

となり、係数マトリックスを対称化できる。

ここで、 $g'_j = k_j + \theta \Delta t \sigma_j$, $DI = g'_1 g'_2$ である。

$\alpha_1 = \alpha_2$ の場合、式 (9) より、

$$\begin{aligned}
&-\rho \omega^2 \left\{ k_1 k_2 + \frac{k_2 \sigma_1 + k_1 \sigma_2}{\alpha_1 + i\omega} + \frac{\sigma_1 \sigma_2}{(\alpha_1 + i\omega)^2} \right\} \bar{u}_i \\
&= \frac{\partial}{\partial x_i} \left\{ \left[k_j + \frac{\sigma_j}{(\alpha_1 + i\omega)} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} \right] \right\}
\end{aligned} \tag{19}$$

w_i を用いて弱定式化を行いフーリエ逆数変換により時間領域に変換すると、

$$\begin{aligned}
&\int_{\bar{v}} \rho w_i \left\{ \begin{array}{l} k_1 k_2 \ddot{u}_i \\ + (k_2 \sigma_1 + k_1 \sigma_2) e^{-\alpha_i t} * \ddot{u}_i \\ + \sigma_1 \sigma_2 t e^{-\alpha_i t} * \ddot{u}_i \end{array} \right\} dv \\
&= \int w_i (k_j \sigma_{ij} + \sigma_j e^{-\alpha_j t} * \sigma_{ij}) n_j ds \\
&- \int \frac{\partial w_i}{\partial x_j} (k_j \sigma_{ij} + \sigma_j e^{-\alpha_j t} * \delta \sigma_{ij}) dv
\end{aligned} \tag{20}$$

ここで、

$$t e^{-\alpha t} * f(t) = \int_0^t (t-t') e^{-\alpha(t-t')} f(t') dt' = G(t)$$

とおければ、 $G(t+\Delta t)$ は次式のようにかける。

$$\begin{aligned}
G(t+\Delta t) &= \int_t^{t+\Delta t} (t+\Delta t-t') e^{-\alpha(t+\Delta t-t')} f(t') dt' \\
&+ e^{-\alpha \Delta t} \left\{ \int_0^t (t+\Delta t-t') e^{-\alpha(t-t')} f(t') dt' \right\} \\
&= \Delta t (1-\theta) \Delta t e^{-\alpha \Delta t} f(t) \\
&+ e^{-\alpha \Delta t} \{ G(t) + \Delta t F(t) \}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \{ G(t) + \Delta t (\Delta t (1-\theta) f(t) + F(t)) \} e^{-\alpha \Delta t} \\
&= \{ G(t) + \Delta t F^*(t) \} e^{-\alpha \Delta t}
\end{aligned} \tag{21}$$

ここで、

$$F(t) = \int_0^t e^{-\alpha(t-t')} f(t') dt', \quad F_{(t)}^* = \Delta t (1-\theta) f(t) + F(t)$$

したがって (20) より、

$$\begin{aligned}
&\int \rho w_i \left\{ \begin{array}{l} k_1 k_2 \\ +\theta \Delta t (k_2 \sigma_1 + k_1 \sigma_2) \end{array} \right\} \ddot{u}_i(t+\Delta t) dv \\
&+ \int \rho w_i (k_2 \sigma_1 + k_1 \sigma_2) e^{-\alpha_i \Delta t} U_{il}^*(t) dv \\
&+ \int \rho w_i \sigma_1 \sigma_2 e^{-\alpha_i \Delta t} \{ \Delta t U_{il}^*(t) + U_{il}^{**}(t) \} dv \\
&= \int w_i (k_j \sigma_{ij} + \sigma_j e^{-\alpha_j t} * \sigma_{ij} n_j) ds \\
&- \int \frac{\partial w_i}{\partial x_j} \left\{ \begin{array}{l} (k_j + \theta \Delta t \sigma_j) \sigma_{ij}(t+\Delta t) \\ + \sigma_j e^{-\alpha_j \Delta t} \sum_{ij}^*(t) \end{array} \right\} dv
\end{aligned} \tag{22}$$

ここで、

$$U_{il}^{**}(t) = \int_0^t (t-t') e^{-\alpha_i(t-t')} \ddot{u}_i(t') dt'$$

次式が成立する。

$$U_{il}^{**}(t+\Delta t) = (U_{il}^{**}(t) + \Delta t U_{il}^*(t)) e^{-\alpha_i \Delta t}$$

(2) 弾塑性応答での定式化

降伏関数 f 、塑性ポテンシャル g として、弾塑性の応力増分 $d\sigma_{ij}$ —ひずみ増分 $d\varepsilon_{mn}$ 関係は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
d\sigma_{ij} &= C_{ijkl} (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) \\
&= C_{ijkl} (\delta_{km} \delta_{ln} - B_{klmn}) d\varepsilon_{mn}
\end{aligned} \tag{23}$$

ここで、

$$B_{klmn} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{pq}} C_{pqmn} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} / \left(-\frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} C_{ijkl} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \right)$$

$$C_{ijkl} = \frac{E}{2(1+\nu)} \left(\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk} + 2 \frac{\nu}{1-2\nu} \delta_{ij} \delta_{kl} \right) \text{ で}$$

あり、 E, ν はヤング係数とポアソン比である。今回、降伏条件としては次の Mohr-Coulomb 式を用いた。

$$f(I_1, J_2, J_3)$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{2} \left\{ \begin{array}{l} 3(1-\sin \phi) \sin \theta \\ +\sqrt{3}(3+\sin \phi) \cos \theta \end{array} \right\} \sqrt{J_2} \\
&- I_1 \sin \phi - 3c \cos \phi = 0
\end{aligned} \tag{24}$$

ここで

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(-3\sqrt{3}/2 \cdot J_3/J_2^{3/2} \right) \quad (0 < \theta < \pi/3)$$

なお、 J_2, J_3 は偏差応力の第 2, 第 3 不変量、 I_1 は応力の第 1 不変量、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。

また、塑性ポテンシャルとしては次の Drucker-Prager 式を用いた。

$$\phi(I_1, J_2) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 \quad (\alpha > 0)$$

$$\alpha = \tan \psi / \sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}$$

ψ は平面ひずみ状態における土のダイレイタンシ角である。

(3) 計算例

図-29 に解析モデルを示す。なお今回の検討は、無次元で行うものとする。幅 18 メッシュの地盤の中央 2 メッシュの上に、高さ 4 メッシュの線形の建物を置いたものを large model とし、幅 10 メッシュの地盤場合 (建物は同じ) を small model とする。物性値として、粘着力 20、ラメ定数はともに 12.5、内部摩擦角、ダイレイタンシ角はともに 1.5、 x を PML と FEM の境界からの距離として、

$$\alpha_1 = \frac{x}{L_p} \alpha_{MAX}, \quad \sigma_1 = \frac{x}{L_p} \sigma_{MAX}, \quad \kappa_1 = 1 + \frac{x}{L_p} \kappa_{MAX},$$

$\alpha_{MAX} = 0.2, \quad \sigma_{MAX} = 100, \quad \kappa_{MAX} = 10$ とした。振幅 50 の Ricker-wavelet を入力した場合の、建物頂上、地盤表層から 8 メッシュ下、16 メッシュ下の変位応答を図-30 および図-31 に示す。図-30 および図-31 の次元については、横軸は Dimensionless time, 縦軸は Dimensionless displacement である。図-30 では、線形挙動時に適用可能な PML を用いた結果、図-31 は本章で非線形挙動時にも適用できるように定式化を行った PML を用いた結果である。前章までの PML の定式化では、非線形応答の際に精度低下を引き起こすが、非線形挙動時に適用できるように PML を改良した結果、small model においても精度がよいことが示された。

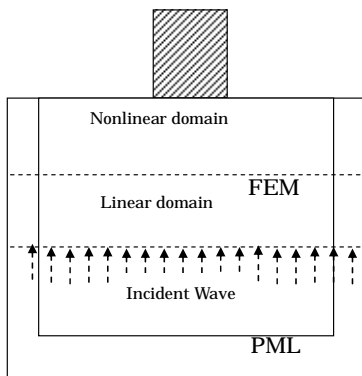
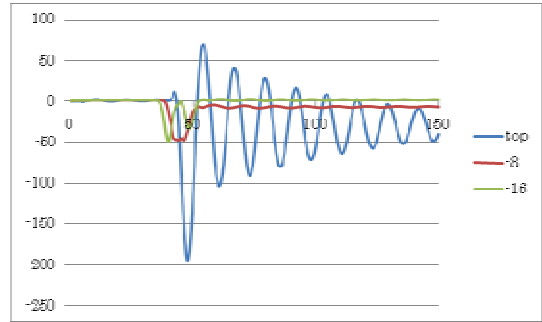
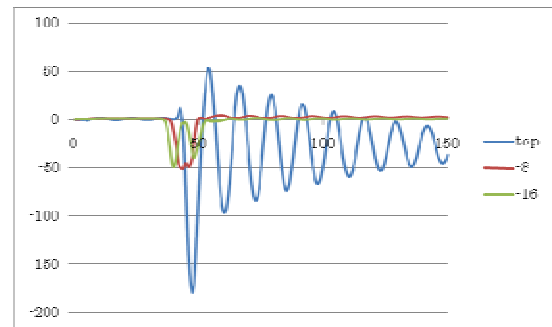


図-29 解析モデル

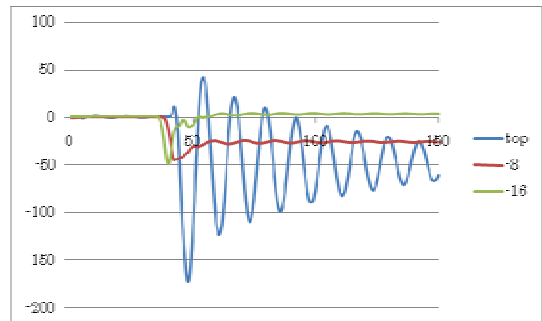


(a) large model での応答

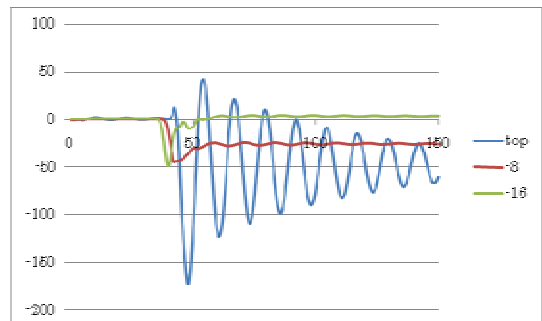


(b) small model での応答

図-30 線形 PML を適用した応答結果



(a) large model での応答



(b) small model での応答

図-31 非線形 PML を適用した応答結果

8 . 結論

FEM 解析は、側方・底面境界で発生する反射波の影響により応答の精度が低下することを防ぐため、地盤のモデル化に大規模な領域が必要であり、結果として多量の計算量を必要とする。そこで本研究では、観測記録を用い構造形式の違いによる動的相互作用の影響力の違いに着目し、それによって地盤のモデル化範囲にどのような影響を及ぼすかということに関して検討した。次に動的相互作用の影響が大きいと考えられる杭基礎橋脚に着目し、数種類の境界条件を設定し、その中でもエネルギー吸収性能と反射波を発生させない PML の有効性を示した。また、PML の有限要素法に整合して変数非分離型の陰解法で係数マトリックスが対称となる定式化を示した。また非線形応答を行うモデルに対しても、PML が適用できることを示した。

以上より得られた知見を以下に示す。

- ・動的相互作用の効果が少ない場合（今回のような SRC 造でなおかつ堅固な地盤により、両者の質量差、剛性差が小さい場合）は、相互作用による地盤の撓乱が生じにくいため、また地震動が小さければ入力による地盤非線形性も小さいため、解析手法の違いは結果に影響しない。
- ・RC造等、動的相互作用が大きく働く場合において、地盤から構造物へのエネルギーの伝達が適切に評価されるためには、地盤領域を大きく設定する必要がある。
- ・大地震時において地盤が強い非線形性を示す場合においては、地盤領域をより広く設定する必要がある。特に動的相互作用が大きく働くような剛性や質量の大きな構造物の場合においては、複数の非線形が働き、境界位置が近いとその反射波の影響で応答精度が大きく低下するため、特に広く設定する必要がある。
- ・時間領域に適用する PML の有限要素法に適合し、係数マトリックスが対称となる定式化を行った。
- ・動的相互作用の影響が大きいと考えられる重量構造物において、PML が有効であることを示した。また、境界において粘性ダンパーだけではなく、切り欠き力も考慮することで、ある程度精度のよい応答結果を示すことも分かった。
- ・地盤が非線形挙動を示す際の PML の定式化を行い、計算例によって精度よく適用できることを示した。

なお、今回の検討での PML の項目では、それより前に示す解析モデル（建物モデル）での適用ができず、比較的簡易なモデルでの検討に留まっているため、今後は建物モデルでの解析的検討を行っていく予定である。

謝辞

本研究は、平成 16 年度文部科学省学術フロンテ

ィア推進事業（日本大学理工学部：継続）「環境・防災都市に関する研究」（研究代表者：石丸辰治）の一環として実施したものである。また、14 号館の数学モデルは、飛島建設(株)久保田雅春氏、日本大学理工学部の石垣秀典講師から提供して頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3
- 2) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 3) 宇野州彦，塩尻弘雄，川口和広，仲村成貴，中原知洋，大島貴充：解析手法や境界条件等の違いが地盤－基礎－上部構造物からなる系の動的挙動に与える影響評価，第 29 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1151-1158，2007.6
- 4) Kunihiko Uno, Hiroo Shiojiri, Kazuhiro Kawaguchi and Masataka Nakamura : Analytical Method, Modeling and Boundary Condition for the Response Analysis with Nonlinear Soil-Structure Interaction, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, No.14-0156, 2008.10
- 5) 小倉裕介，岡田太賀雄，西田秀明，運上茂樹：相互作用を考慮した基礎地盤バネの減衰定数に関する考察，第28回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1-7，2005.2
- 6) 土岐憲三，清野純史，小野祐輔，古川愛子：杭基礎-地盤系における非弾性挙動を考慮した相互作用ばねのモデル化について，土木学会論文集，No.710/I-60，pp.235-245，2002.7
- 7) 齋藤正人，池亀真樹，棚村史郎，渡邊啓行：複合する非線形条件下における大型基礎の周波数応答特性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.759/I-67，pp.131-142，2004.4
- 8) 木村至伸，河野健二：非線形性を有する地盤－構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.599-606，2001.3
- 9) 原田隆典，山下典彦，坂梨和彦：地盤との動的相互作用を考慮した道路橋橋脚の周期と減衰定数に関する理論的研究，土木学会論文集，No.489/I-27，pp.227-234，1994.4
- 10) J. P. Berenger : A Perfectly Matched Layer for the Absorption of Electromagnetic Waves, *Journal of Computational Physics*, **114**, pp. 185-200, 1994.
- 11) 宇野亨：FDTD 法による電磁界およびアンテナ解析，コロナ社，1998.
- 12) Basu U, Chopra A. K : “ Perfectly matched layers for time harmonic elastodynamics of unbounded domains.”, *Computational Methods in Applied Mecjanics*
- 13) Basu U, Chopra A. K : “Perfectly matched layers for transient elastodynamics of unbounded domains.”, *International Journal of Numerical methods in Engineering* 2004; Vol59, No8, pp.1039-1074,

- 2004.
- 14)藤井大地, 植月徳仁, 鈴木克幸, 大坪英臣: ボクセル有限要素法とPML境界を用いた超音波波動伝播解析, *Transactions of JSCEs*, No.20010015, p.8, 2001.
- 15)吉田望, 澤田純男, 中村晋: 減衰が地盤の地震応答解析に与える影響と精度, 日本地震工学論文集, 第4巻, 第4号, pp.55-73, 2006.
- 16)松田泰治, 大塚久哲, 宇野州彦: PC連続ラーメン橋の減衰性評価に関する一考察, 第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.143-148, 2004.1
- 17)宇野州彦, 松田泰治, 大塚久哲: ゴム支承を用いた反力分散構造の減衰性評価に関する一考察, 第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.61-68, 2005.2
- 18)宇野州彦, 松田泰治, 大塚久哲: ゴム支承を用いた水平力分散構造の地震時挙動に与える減衰設定の影響評価, 平成16年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, I-69, pp.137-138, 2005.3
- 19)建設省: 建築基準法 昭和 55 年建設省告示 第 1793 号 第 2
- 20)大塚久哲編著: 橋の動的耐震設計, 土木学会, 2003.
- 21)宇野州彦, 塩尻弘雄: 有限要素法を用いた地震応答解析における地盤境界条件への PML の適用, 応用力学論文集, Vol.12, pp.631-641, 2009.8

(原稿受理2009年6月28日)

INFLUENCE OF BOUNDARY CONDITION OF SOIL AND ANALYTICAL METHOD ON SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURES CONSIDERING NONLINEAR SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Kunihiko UNO, Hiroo SHIOJIRI, Kazuhiro KAWAGUCHI
and Masataka NAKAMURA

In this study, the response of an actual 5-story SRC building, a RC building, and a highway supporting beam were analyzed, and it is examined the effects of analytical methods, boundary conditions, and the area of analysis domain on the results of responses analysis considering soil-structure interaction. All analytical results of the SRC building, which showed little nonlinearity and small soil-structure interaction effect, were in good agreements with observed ones. As for the responses of RC building and bridge supporting beam, the effects of analytical methods and boundary conditions become more evident. Energy transmitting boundary in frequency domain analysis and newly implemented PML in time domain analysis showed excellent results with small area of analysis. The nonlinearity in structures and in soil affects required analysis area for accurate analysis.