

矩形断面を有する地下構造物の地震時挙動と変形特性

Dynamic behavior and deformation property during earthquake for rectangular underground structures

村井和彦¹・大塚久哲²・矢葺亘³

Kazuhiko Murai, Hisanori Ohtsuka and Wataru Yabuki

¹正会員 工修 戸田建設株式会社本社土木設計室 (〒104-8388 東京都中央区京橋1-7-1)
(九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻博士課程在学)

²正会員 工博 九州大学大学院工学研究科建設システム専攻教授(〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

³正会員 工修 九州大学大学院工学研究科建設システム専攻助手 (同上)

Evaluation of the dynamic interaction between soil and structure during earthquake is generally separated into kinematic interaction caused by a difference in both modules and inertia interaction caused by a difference in both weight. This paper presents dynamic behavior and deformation property during earthquake for the rectangular underground structure buried in uni-layered soil condition by analytical approach, considering the contribution of both interaction. Parametorical transversal 2-dimensional dynamic FEM analysis is carried out. Based on the results, it is suggested that three types of deformation mode is existed according to the modules ratio caused by kinematic interaction, and relative horizontal vibration is added according to the weight of the whole structure caused by inertia interaction.

Key Words : Dynamic Behavior, Deformation Property, Kinematic Interaction, Inertia Interaction, Rectangular Underground Structures, 2-Dimension Dynamic FEM Analysis,

1. まえがき

兵庫県南部地震以降、地下構造物の耐震性検討の重要性が増してきている。一般に、地下構造物の地震時挙動は、橋梁等の地上構造物とは異なり、自励振動的な挙動を示すことなく、地盤の振動に追従して変形することとなる。したがって、地下構造物の耐震検討は、構造物とともに構造物近傍の地盤の特性にも着目し、その相互の関係の中で評価していく必要がある。

地下構造物と同様に地中に存在する基礎構造物の耐震検討においては、その地震時挙動を地盤と構造物との動的相互作用問題として検討する研究が盛んであり、一部は実務設計にも反映されつつある^{例えば1)}。このような動的相互作用は、一般に、地盤と構造物の重量差に起因する慣性力相互作用と、地盤と構造物の剛性差に起因するキネマティック相互作用に分類して評価されている²⁾。

一方、地下構造物においても、その地震時挙動を動的相互作用問題として整理する試みもある。例えば、志波ら³⁾は、動的相互作用を扱う解析手法の1つである動的サブストラクチャー法に基づき、これを静的問題に帰着させて、一般的な耐震設計法である応答変位法に用いる地震力の作用方法を提案しており、これは、駐車場設計・施工指針⁴⁾における応答変位法を用いた構造物横断方向の耐震計算法においても、地震力として地震時周面せん断力や構造物の重量に起因する慣性力を作用させると

の規定に反映されている。さらに、立石⁵⁾は、同じく静的サブストラクチャー法の概念に基づき、構造物とその近傍地盤をFEMにてモデル化し、各要素に自由地盤の加速度による慣性力を、また、モデル外周に自由地盤の地震時応力と等価な節点力を作用させる、静的な耐震計算法である地盤応答法を提案している。また、地下構造物は、一般に見かけの単位体積重量が地盤より小さいため、作用させる慣性力の影響は小さい、すなわち、慣性力相互作用よりもキネマティック相互作用の方が支配的であるとの知見も得られている⁶⁾。

しかしながら、兵庫県南部地震のような大規模地震動時においては、地下構造物にも損傷が生じる場合があり、そのような場合には、構造物の見かけの剛性が健全なものとは異なることとなるため、その損傷程度に相応して相互作用も変わってくる。また、地盤の非線形性が顕著になるとともに、相互作用に起因して、構造物近傍地盤と同深度での自由地盤における物性値の差異が大きくなることが想定される。

本文は、矩形断面を有する地下構造物横断方向を対象に、標準的な断面や、剛性の異なる断面、および損傷が生じた断面などを想定して、周波数領域の複素応答法⁷⁾を用いた等価線形化法による2次元動的有限要素解析を実施したものであり、上記動的相互作用の観点より、地下構造物の地震時挙動や変形特性を、キネマティック相互作用のみの場合と、これに慣性力相互作用が付加され

表-1 地盤の物性値

地盤 Type	地盤 区分	N 値	単位体 積重量	微小ひずみ時 せん断弾性係数	ポアソン比
A	軟質	3	1.6 tf/m ³	3,396 tf/m ²	0.49
B	硬質	20	1.8 tf/m ³	8,661 tf/m ²	0.4

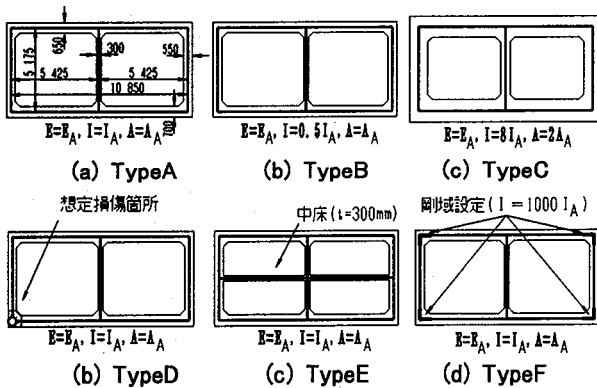


図-1 構造物タイプ

る場合とに分離して評価するものである。

さらに、得られた結果を用いて、通常の実務設計で用いている地下構造物横断方向の応答変位法におけるモデル化や外力の与え方についても、簡単な考察を加える。

2. 解析条件およびケース

本研究において対象とする地盤は、表層地盤厚が30mの単一層地盤である。また、構造物は共同溝を想定した矩形断面を有するものを対象とし、これが土被り5mの位置に設置されている場合について検討した。

解析に用いた地盤の物性値を表-1に示す。表に示すように、ここでは地盤は軟質地盤（以下地盤Aと称する）と硬質地盤（以下地盤Bと称する）の2タイプを対象としている。このうち、地盤Aは、N値が3の沖積粘性土を、また、地盤Bは、N値が20の洪積砂質土を、それぞれ想定したものである。

また、解析の対象とした構造物を図-1に示す。図に示すように、ここでは6タイプの構造物を検討の対象としている。このうちTypeAは、構造物が土被り5mの位置に設置されるものとして、その状態での常時荷重のみを考慮し、許容応力度法により設計された標準断面である。TypeAにおける部材の剛性は、コンクリートが全断面有効であることとして設定している。また、TypeBは、すべての断面にひび割れが発生し曲げ剛性が低下することを想定して、TypeAにおける各断面の断面2次モーメントを一律に1/2としたものである。さらに、TypeCは、設計や施工に関する検討結果より、TypeAにおける各断面の断面厚が一律に2倍になることを想定したものであり、それぞれの部材における断面2次モーメントはTypeAの8倍となることとなる。本解析では、構造物には梁要素を用いてモデル化しているため、TypeA、B、

Cは、その剛性が各部材において一律に相違するものとなっている。

一方、TypeDは、大規模地震動下において構造物の左下隅角部に著しい損傷が集中して発生し、この箇所が回転抵抗を持たずピン状態となっていることを想定したものである。また、TypeEは、TypeAの上下床版間の中央に厚さ30cmの中床が剛結されたことを想定したものであり、TypeFは、TypeAにおいて各隅角部に存在するハンチの影響を考慮し、これが十分剛性が高いものとして、この箇所の断面2次モーメントを1000倍としたものである。

本解析においては、地震時における地盤と構造物との動的相互作用のうち、キネマティック相互作用の影響と、これに慣性力相互作用が付加された場合の影響を分離して評価するために、各構造物タイプにおいては、梁要素の単位体積重量として 0, 2.5, 5 tf/m³の3タイプを設定した。このうち、単位体積重量を 0 tf/m³とした場合（以下単位体積重量①と称する）の解析は、無質量構造物を対象としていることとなり、その結果は、キネマティックな相互作用のみを考慮していることとなる。また、単位体積重量を 2.5 tf/m³とした場合（以下単位体積重量②と称する）の解析は、通常的设计検討や解析のように構造物躯体のみの重量を対象としたものであり、単位体積重量①のケースに相応の慣性力相互作用の影響が付加されることとなる。さらに、単位体積重量を 5 tf/m³とした場合（以下単位体積重量③と称する）の解析は、通常の構造物躯体に加え、躯体内部に機器や充填物などが存在し、これが地震時には躯体と同様に振動することを想定したものであり、単位体積重量②のケースにさらに慣性力相互作用の影響が付加されることとなる。

以下では、地盤と構造物とのキネマティック相互作用を評価する各構造物タイプの剛性の指標として、構造物を骨組みモデルにてモデル化し、その外周に共役な接線方向分布荷重を載荷して、式(1)で算出した見かけのせん断弾性係数を用いることとする。

$$G_e = P / (\delta / H) \quad (1)$$

ここに、

- G_e : 構造物の見かけのせん断弾性係数 (tf/m)
- P : 構造物の外周に共役な作用させる単位長さ当たりの接線方向分布荷重 (tf/m)
- δ : 上床版と下床版の相対水平変位 (m)
- H : 構造物の高さ (m)

また、慣性力相互作用を評価する各構造物タイプの重量の指標としては、式(2)で算出した見かけの単位体積重量を用いる。

$$\gamma_e = W / A \quad (2)$$

ここに、

表-2 構造物の見かけのせん断弾性係数と単位体積重量

構造物 タイプ	見かけのせん断 弾性係数 G_e	単位体積重量 タイプ	見かけの単位 体積重量 γ_e
A	1,855 tf/m	①	0 tf/m ²
		②	0.98 tf/m ²
		③	1.96 tf/m ²
B	929 tf/m	①	0 tf/m ²
		②	0.98 tf/m ²
		③	1.96 tf/m ²
C	14,786 tf/m	①	0 tf/m ²
		②	1.96 tf/m ²
		③	3.92 tf/m ²
D	1,278 tf/m	①	0 tf/m ²
		②	0.98 tf/m ²
		③	1.96 tf/m ²
E	2,500 tf/m	①	0 tf/m ²
		②	1.11 tf/m ²
		③	2.23 tf/m ²
F	2,582 tf/m	①	0 tf/m ²
		②	0.98 tf/m ²
		③	1.96 tf/m ²

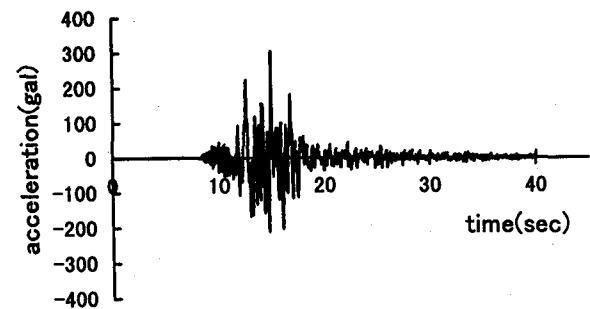


図-2 入力地震動(地震動Ⅰ)

γ_e : 構造物の見かけの単位体積重量 (tf/m²)
 W : 構造物の全自重 (tf)
 A : 梁要素の囲む面積 (m²)

表-2に今回の解析における各構造物の見かけの単位体積重量と見かけのせん断弾性係数の一覧表を示す。

解析において入力する地震動は、基盤における大規模地震動を想定し、兵庫県南部地震の際に神戸大学にて観測されたNS成分を用いた（以下地震動Ⅰと称する）。入力地震動の時刻歴波形を図-2に示す。さらに、入力地震動の加速度の大小が動的相互作用や構造物や近傍地盤の地震時挙動に及ぼす影響を検討するため、同波形の加速度を一律に1/2としたもの（以下地震動Ⅱと称する）と、同じく2倍としたもの（以下地震動Ⅲと称する）についても検討の対象とした。

解析手法は複素応答法による周波数領域の2次元動的有限要素解析であり、地盤に関しては平面ひずみ要素を用い、等価線形解析を実施した。ここで、地盤のせん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存関係は、地盤Aに関し

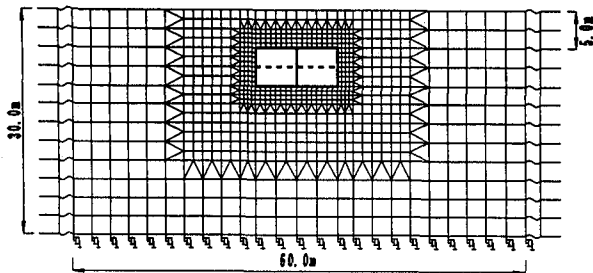


図-3 解析メッシュ

表-3 構造物の深度における自由地盤のせん断弾性係数

地盤タイプ	地震動タイプ	上床版部 G_f	下床版部 G_f
A	I	2,041tf/m	2,026 tf/m
	II	2,369 tf/m	2,419 tf/m
	III	1,759 tf/m	1,504 tf/m
B	I	4,843 tf/m	4,207 tf/m
	II	6,131 tf/m	5,770 tf/m
	III	3,470 tf/m	2,392 tf/m

ては、岩崎、常田、吉田⁸⁾によるものを、また、地盤Bに関しては、岩崎、龍岡、高木⁹⁾によるものを、それぞれ用いた。なお、ここでは、ひずみの有効率は一律に0.65としている。また、境界条件としては、底面には粘性境界を、側方にはエネルギー伝達境界を、それぞれ用いた。今回の解析に用いた解析メッシュを図-3に示す。

解析ケースは、地盤が2タイプ、構造物が6タイプ、梁要素の単位体積重量が3タイプ、入力地震動が3タイプであり、合計108ケースである。

3. 構造物の加速度応答と地震時挙動

3.1 はじめに

ここではまず、解析結果のうち、水平方向および鉛直方向の構造物の加速度応答値に着目し、地盤タイプがA、入力地震動がⅠの場合について、構造物の剛性（見かけのせん断弾性係数）や重量（見かけの単位体積重量）と地盤の剛性や重量との相違が構造物の地震時挙動に及ぼす影響について検討する。

なお、各ケースにおいては、地盤および構造物条件、入力地震動、着目する位置などに応じて、地盤の収束せん断弾性係数は異なることとなる。そこで以下では、式(1)で求めた構造物の見かけのせん断弾性係数 G_e と、表-3にまとめる構造物が設置されている深度における自由地盤の収束せん断弾性係数 G_f とを用い、地盤と構造物の剛性の相違を剛性比 G_e/G_f で評価することとする。

また、重量の相違については、今回の解析ケースが一般的な地盤を想定しており、2種類の地盤条件における地盤の単位体積重量の相違は小さいため、式(2)で用いた構造物の見かけの単位体積重量 γ_e と、地盤の単位体積重量 γ_g とを直接比較して評価検討する。

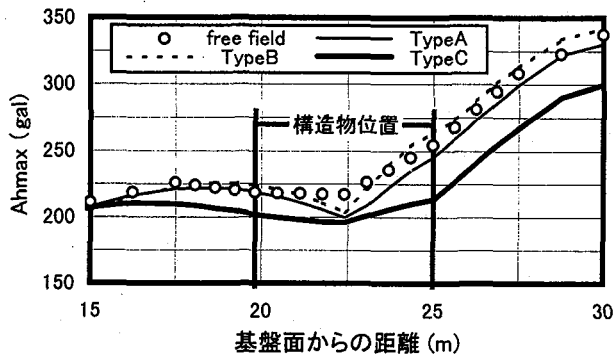


図-4 水平方向加速度分布の相違(γ:①、TypeA,B,C)

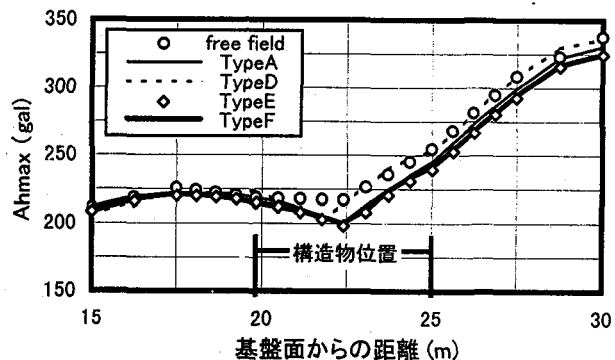


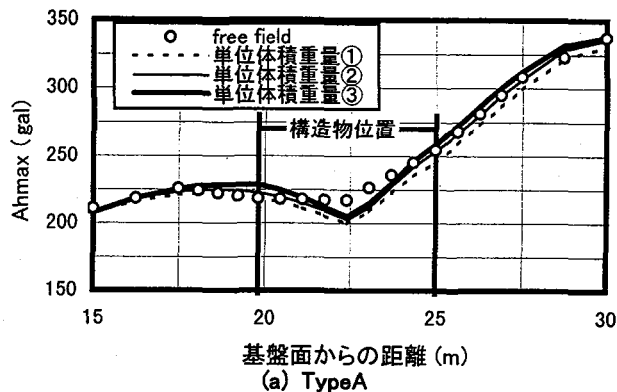
図-5 水平方向加速度分布の相違(γ:①、TypeA,D,E,F)

3.2 水平方向応答加速度

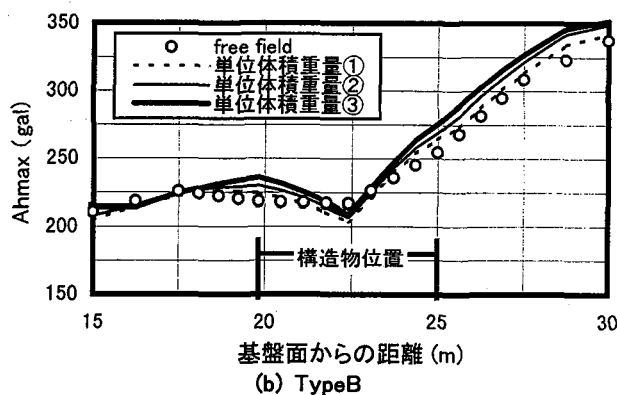
まず、構造物や近傍地盤の水平方向応答加速度に着目して考察する。

図-4は、構造物がTypeA～Cの場合において、単位体積重量を①とした各ケースについて、構造物の側壁部を通過する鉛直方向測線に沿う水平方向最大応答加速度の絶対値Ahmaxの分布を、自由地盤の水平方向最大応答加速度の絶対値Afhmaxとともに示したものである。同図は、動的相互作用のうち、キネマティック相互作用のみを評価していることとなる。これより、構造物の応答加速度は、その剛性が小さいほど大きく、剛性が大きいほど小さくなる傾向が認められる。特に剛性の大きいTypeCは、下床版位置より下方4m付近から応答加速度が自由地盤より小さくなっている。これは、キネマティック相互作用に起因する入力損失が顕著となったためである。また、構造物中心部においては、3ケースとも応答加速度が小さくなっていることも特徴的である。

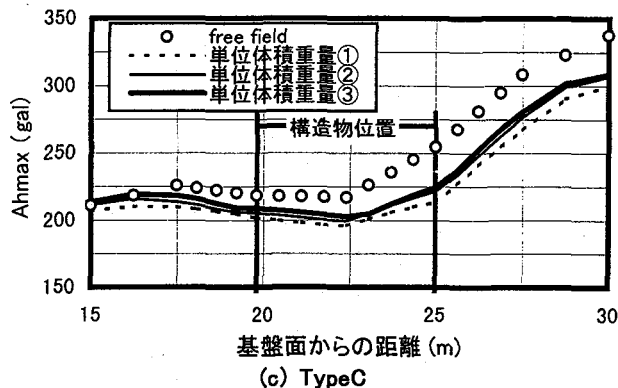
図-5は、構造物がTypeA,D,E,Fの場合において、同じく単位体積重量を①とした各ケースについて、同測線でのAhmaxの分布をそれぞれ示したものである。これより、図-4ほど顕著ではないものの、応答値は構造物の剛性が小さいほど大きく、剛性が大きくなると小さくなる傾向が認められる。TypeEとFは、断面形状は異なるが、見かけのせん断弾性係数はほぼ同じであり、両者の水平方向加速度応答値も概ね同じ分布となっている。また、各ケースとも、構造物中心部において応答加速度が小さくなっている傾向も同じである。ここで、TypeDは、構造



(a) TypeA



(b) TypeB

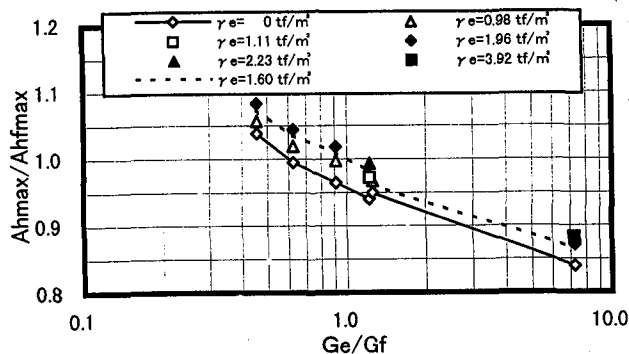


(c) TypeC

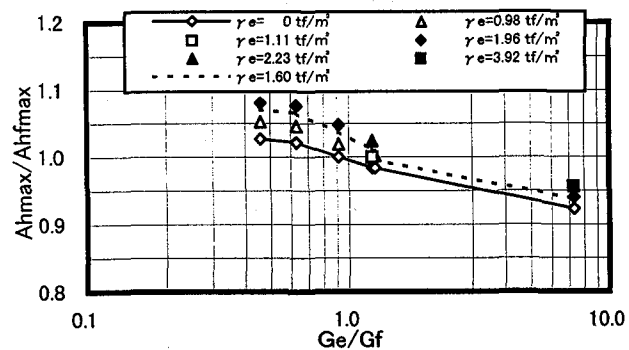
図-6 水平方向加速度分布の相違(γ:①,②,③)

が左右対称ではないため、このような極小値が発生する位置が他のタイプとは異なっている。また、ここでは左側の側壁部における結果を示しているが、右側では、この位置はさらに下側となっていることを確認している。しかしながら、上下床版位置においては、左右でほぼ同じ応答値となっている。

つぎに、このようなキネマティックな相互作用の影響に、慣性力相互作用の影響が付加された場合について検討する。図-6は、構造物がTypeA～Cの場合において、単位体積重量を①、②、③とした各ケースについて、同測線でのAhmaxの分布をそれぞれ示したものである。これより、各構造物タイプとも、慣性力相互作用の影響が付加されると、応答値は若干大きくなる傾向にあることがわかる。構造物位置に着目すると、慣性力相互作用の影響に起因して顕著に応答値が増大する箇所は認められ



(a) 隅角部上端



(b) 隅角部下端

図-7 水平応答加速度の比(地盤A,入力地震動 I)

ず、ほぼ同じ分布形状にて応答値が大きくなっている。この傾向は、TypeD,E,Fについても同じであることを確認している。

図-7は、各構造物タイプの解析結果のうち、構造物の隅角部上端および下端位置におけるAhmaxと、同深度におけるAfhmaxとの比を、剛性比 G_e/G_f を横軸にして示したものである。なお、以下の同種の図では、 γ_e が地盤と同じ（ここでは 1.6tf/m^2 ）場合についても、各ケースの解析結果を補間して併記している。これより、 G_e/G_f が1.0付近の場合、すなわち、地盤と構造物の剛性差が小さい場合は、構造物と自由地盤の水平方向最大加速度応答値の差異は小さくなっていることがわかる。また、1.0より小さい場合、すなわち、構造物の方が剛性が小さい場合は、構造物の応答値の方が大きくなり、1.0より大きい場合は、逆に地盤の応答値の方が大きくなることとなる。このような応答値の相違は、下端部よりも上端部で顕著である。さらに、構造物の重量が大きいほど、構造物の水平方向最大加速度応答値は大きくなる傾向も認められる。ここに示したケースでは、構造物の応答値と地盤の応答値の差は最大で15%程度である。

なお、各ケースにおける側壁部のAhmaxの分布は、図-4から図-6に示したものと同じ傾向であることを、別途確認している。また、上床版部と下床版部においても、部材内での相違は認められない。中壁部については、上下端部では側壁部とほぼ同じ応答値であるが、中心部の分布傾向は側壁部とは若干異なっている。

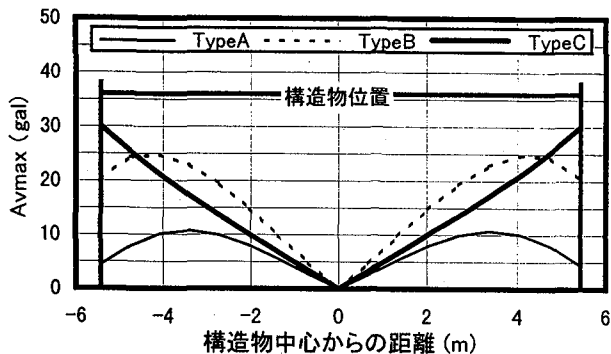


図-8 鉛直方向加速度分布の相違(γ :①、TypeA,B,C)

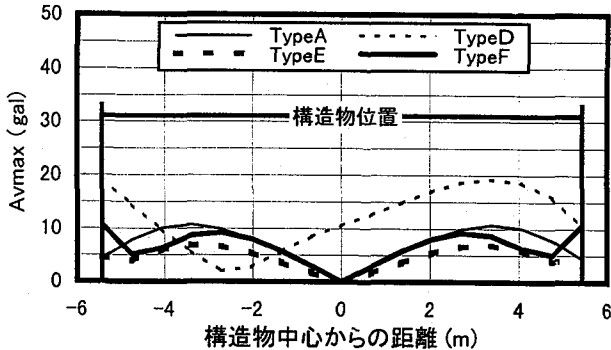


図-9 鉛直方向加速度分布の相違(γ :①、TypeA,D,E,F)

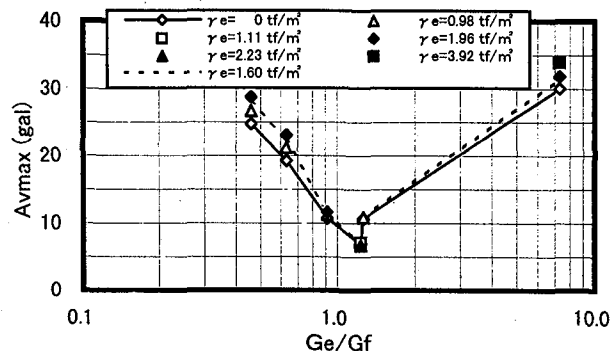


図-10 鉛直応答加速度の最大値(地盤A,入力地震動 I)

3.3 鉛直方向応答加速度

つぎに、構造物の鉛直方向応答加速度に着目して考察する。

図-8は、構造物がTypeA～Cの場合において、単位体積重量を①とした各ケースについて、構造物下床版部における鉛直方向最大応答加速度の絶対値Avmaxの分布を示したものである。これより、構造物の剛性が地盤の剛性とほぼ同じであるTypeAでは、鉛直方向応答加速度は小さいが、地盤と比べて剛性の小さいTypeBや、剛性の大きいTypeCでは、TypeAと比べて大きな鉛直方向加速度が発生していることがわかる。また、各Typeとも、構造物中心位置では鉛直方向加速度はほぼ0であり、隅角部に近づくほど大きくなる傾向にある。しかし、TypeCでは隅角部で最大値を示しているのに対し、TypeA,Bでは、隅角部より中心側で最大値が発生していることが特徴的である。

図-9は、構造物がTypeA,D,E,Fの場合において、単位体積重量を①とした各ケースについて、同様に構造物下床版部における A_{vmax} の分布を示したものである。これより、構造物が左右非対称であるTypeDの A_{vmax} の分布は、他のTypeとは異なり、左右対象ではなく中心部よりもピンを設置した側（図の左側）に最小値が発生している。また、TypeEは、その剛性は自由地盤の剛性よりも少し大きい、全般的に鉛直加速度は小さい。TypeFは、構造物中心より3m程度の位置まではTypeAと同様であるが、これより隅角部に近づくにつれて小さくなる傾向にある。しかし、隅角部では逆にTypeAよりも大きくなっている。これは剛域の存在により、構造物部材における剛性が一様でないことに起因しているものと考えられる。

なお、これらに慣性力相互作用が付加された場合は、その分布形状は同じであるが、最大値が大きくなる傾向となることを、別途確認している。また、上床版部においては、下床版部とほぼ同じ応答値および分布傾向を示しており、中壁部や側壁部においては、下床版部の同じ水平位置とほぼ同じ応答値となっている。

図-10は、各構造物タイプの解析結果のうち、下床版部における A_{vmax} の最大値を、 G_e/G_f を横軸にして示したものである。これより、 G_e/G_f が1.0付近の場合は、 A_{vmax} は小さく、また、慣性力相互作用が付加された場合の影響もほとんどないが、この値が小さく、あるいは、大きくなると A_{vmax} は大きくなっていることがわかる。また、このような場合には、慣性力相互作用が付加される場合の影響も G_e/G_f が1.0付近の場合よりも大きくなる傾向にある。

4 構造物の応答変位と変形特性

4.1 はじめに

前章で示した地盤と構造物の剛性差や質量差に起因する構造物の加速度応答の相違傾向を踏まえ、ここでは、水平方向および鉛直方向の構造物の基盤に対する相対変位応答値に着目し、構造物の地盤との剛性や重量の相違が構造物の地震時変形特性に及ぼす影響について考察する。対象とするケースは、前章と同じく、地盤タイプがA、入力地震動がIの場合である。

4.2 水平方向応答変位

まず、構造物や近傍地盤の基盤に対する水平方向相対応答変位に着目して考察する。

図-11は、構造物がTypeA～Cの場合において、単位体積重量を①とした各ケースについて、図-4と同じ測線での基盤に対する水平方向最大相対変位の絶対値 D_{hmax} と、同じ深度における自由地盤の基盤に対する水平方向最大相対変位の絶対値 D_{fhmax} との差 $D_{hmax} - D_{fhmax}$ の分布を示したものである。図においては、正側は自由地盤よ

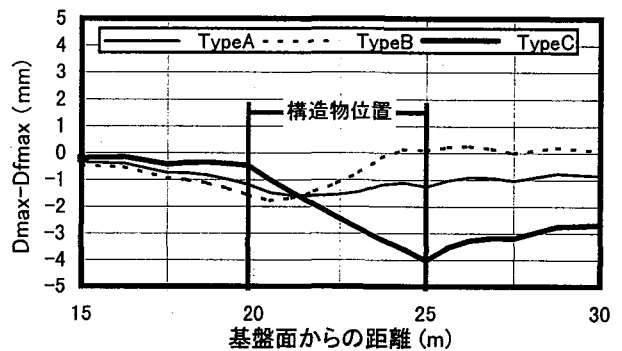


図-11 水平方向相対変位分布の相違(γ :①、TypeA,B,C)

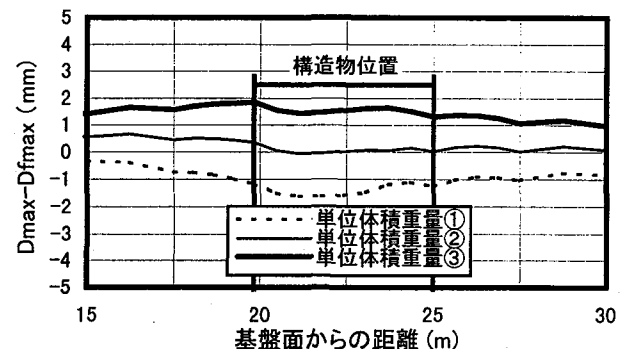
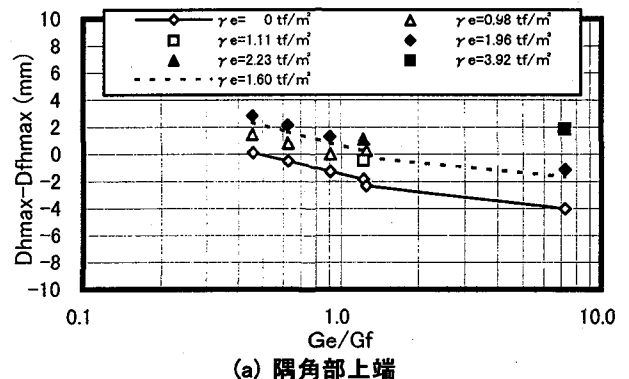
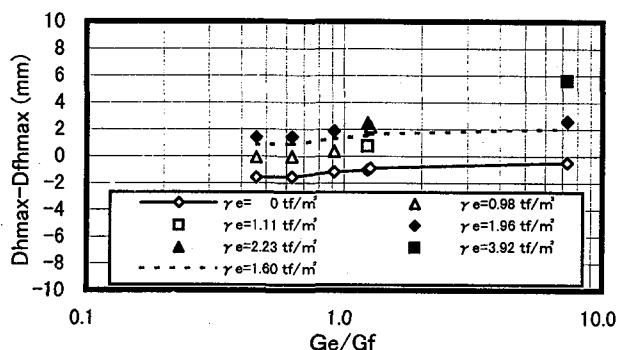


図-12 水平方向相対変位分布の相違(γ :①,②,③、TypeA)



(a) 隅角部上端



(b) 隅角部下端

図-13 水平相対変位の差(地盤A、入力地震動I)

りも構造物の方が変位が大きいことを示し、負側は自由地盤の方が変位が大きいことを示す。

これより、構造物の剛性が地盤の剛性と近いTypeAの場合は、構造物位置においては、値は自由地盤よりも少し小さいものの、ほぼ一様となっている。これは、構造

物には地盤の変形に追随したせん断変形が生じていることを示すものである。これに対して剛性の小さいTypeBは、下床版位置では自由地盤よりも小さく、上床版位置では自由地盤と同程度の変位となっている。

一方、剛性の大きいTypeCは、TypeBは逆に、上床版位置で自由地盤よりも小さい変位となっている。これは、構造物の剛性が小さい場合は、自由地盤の変位よりも構造物の変位の方が大きく、また、大きい場合は逆に小さくなり、地盤と構造物との剛性の相違が大きくなると、地盤に追随する変形が単純なせん断変形とは異なるモードも生じることを示すものである。

このような地盤と構造物との剛性差に起因するDhmax - Dfhmaxの分布傾向の相違は、構造物がTypeD,E,Fの場合にも認められ、構造物の剛性に依りてその傾向が変化することを、別途確認している。

図-12は、これに慣性力相互作用の影響が付加された場合のDhmax - Dfhmaxの分布傾向の一例として、構造物がTypeAの場合において、単位体積重量を①、②、③とした各ケースの結果を示したものである。これより、慣性力相互作用が加わると、Dhmax - Dfhmaxはその分布形状を大きく変えることなく、概ね一様に値が大きくなる傾向が認められる。これは、慣性力相互作用は地盤に対する構造物全体の水平変位を増大させる影響が支配的であることを示すものである。また、他のケースについてもその傾向は同じである。

図-13は、各構造物タイプの解析結果のうち、構造物の隅角部上端および下端位置におけるDhmax - Dfhmaxを、Ge/Gfを横軸にして示したものである。これより、上端部では構造物の剛性が大きいほど値は小さく、また、下端部では、逆に構造物の剛性が大きいほど値は大きくなっていることがわかる。また、慣性力相互作用の付加により、この値は単調に増加している。また、Ge/Gfが1.0程度、かつ、 γ_e が地盤と同程度の場合は、0に近い値となっている。

なお、Dhmax - Dfhmaxは、上床版や下床版部ではほぼ一様な値となっており、また、中壁部については、構造物の剛性が大きい場合はほぼ同じ値であるが、小さい場合は若干小さい値となることを別途確認している。

4.3 鉛直方向応答変位

つぎに、構造物の鉛直方向の基盤に対する相対変位に着目して考察する。

図-14は、図-10と同様に、各構造物タイプの解析結果のうち、下床版部における鉛直方向の最大相対変位の絶対値Dvmaxの最大値を、剛性比Ge/Gfを横軸にして示したものである。これより、Dvmaxにおいても、Avmaxの場合と同様に、Ge/Gfが1.0付近の場合は小さく、また、慣性力相互作用が付加された場合の影響もほとんどないが、この値が小さく、あるいは、大きくなると、大きくなる傾向となっていることがわかる。また、この

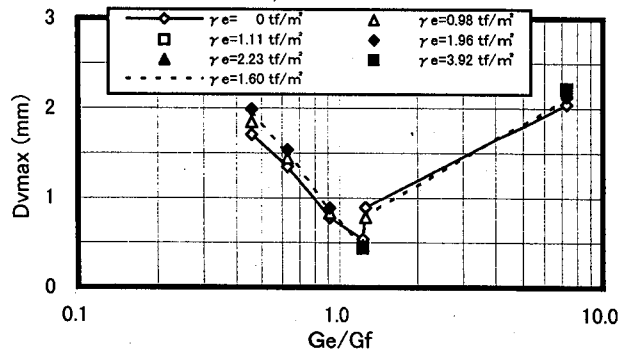


図-14 鉛直方向相対変位の最大値(地盤A,入力地震動Ⅰ)

ような場合には、慣性力相互作用の影響が付加される場合の影響もGe/Gfが1.0付近の場合よりも大きくなる傾向にある。なお、各構造物タイプの下床版におけるDvmaxの分布傾向は、図-8および図-9に示したものと同様な傾向となっていることを別途確認している。

これより、構造物の剛性が大きい場合は、構造物にはその重心を中心とする剛体回転変位が卓越する傾向にあり、また、剛性が小さい場合は、やはりその重心を中心とし、隅角部と構造物中心線との中間位置において最大変位が発生するような変形形状が卓越するものと考えられる。

5 入力地震動および地盤の相違における影響

5.1 はじめに

前章までは、地盤条件がAで、入力地震動がⅠの場合を対象とし、水平方向および鉛直方向の加速度と変位に着目して考察したものである。ここでは、入力地震動および地盤条件の相違がこれまでに示した傾向に及ぼす影響について考察する。

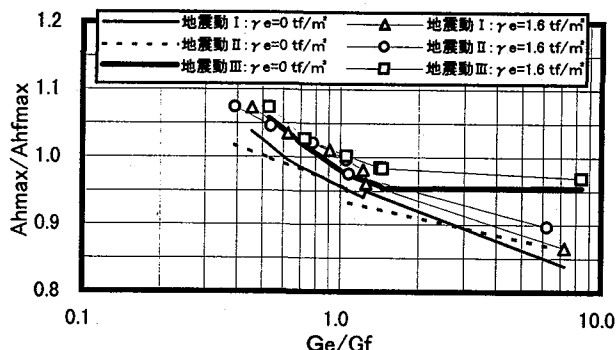
なお、以下の考察では、紙面の関係上、各応答値の分布形状は示さず、着目箇所を限定して議論を行うこととするが、各応答値の分布形状やその傾向は、地盤条件がA、入力地震動がⅠの場合と概ね同じであることを別途確認している。

5.2 入力地震動の影響

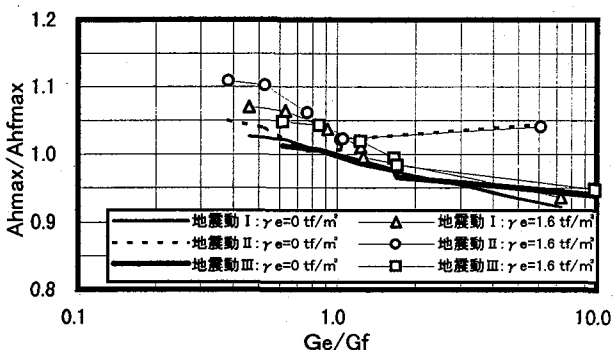
まず、これまでと同じく地盤条件がAの場合について、入力地震動の相違が構造物の地震時挙動や変形特性に及ぼす影響について考察する。

図-15は、図-7と同様に、AvmaxとAfvmaxとの比を示したものである。これより、入力地震動が相違しても、前章で示した、入力地震動がⅠの場合と同様の傾向が認められることがわかる。

但し、構造物の剛性が大きい場合は、若干の傾向の相違も認められる。例えば、入力地震動がⅢの場合は、上端部における応答値の低下が顕著ではなく、上端部と下端部はほぼ同じ値となっている。これは、入力地震動の

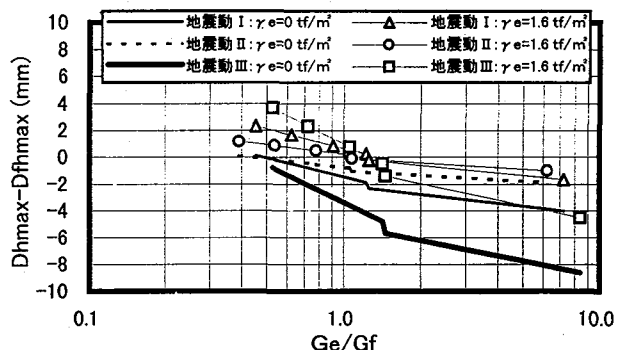


(a) 隅角部上端

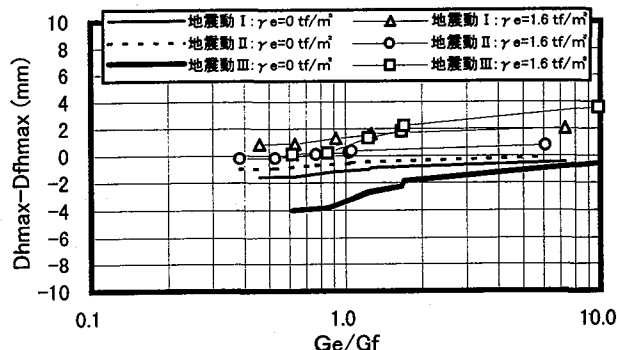


(b) 隅角部下端

図-15 水平応答加速度の比(地盤A)



(a) 隅角部上端



(b) 隅角部下端

図-17 水平相対変位の差(地盤A)

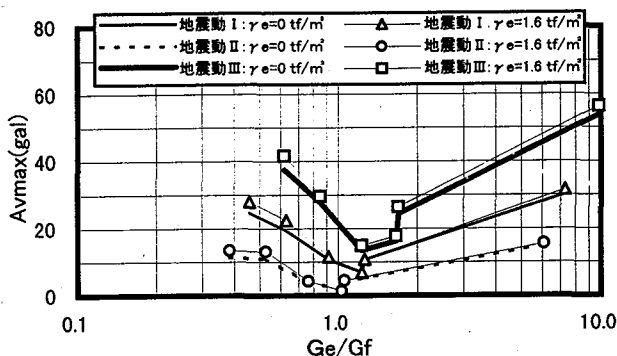


図-16 鉛直応答加速度の最大値(地盤A)

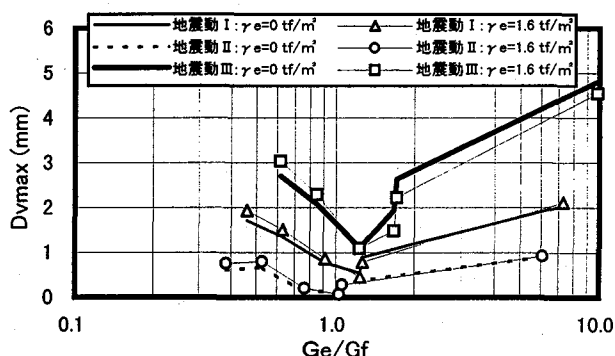


図-18 鉛直方向相対変位の最大値(地盤A)

加速度が大きく、振動媒体である地盤の剛性低下が顕著であるため、構造物全体が一体となる剛体的な応答が卓越してきたためと考えられる。

図-16は、図-10と同様に、下床版部における A_{vmax} の最大値を、 G_e/G_f を横軸にして示したものである。また、図-17は、図-13と同様に、構造物の隅角部上端および下端位置における $D_{hmax} - D_{fhmax}$ を、 G_e/G_f を横軸にして示したものである。図-18は、図-14と同様に、下床版部における D_{vmax} の最大値を、 G_e/G_f を横軸にして示したものである。これらより、入力地震動が相違しても、各応答値は、入力地震動がⅠの場合と同様の傾向が認められる。

但し、図-18では、入力地震動がⅢで構造物の剛性が大きい場合は、慣性力相互作用が付加されると鉛直変位は小さくなる傾向となっている。これは、構造物近傍の

地盤のせん断剛性低下が特に著しく、本解析ではこれに追従して地盤の軸方向剛性も低下することとなり、結果として慣性力相互作用による水平方向変位量の方が支配的となるためと考えられる。

総じて、本解析は地盤については等価線形解析であるため、自由地盤や近傍地盤の収束物性値が異なり、入力地震動の大きさに相応して応答値が単純に比例するわけではなく、また、若干の傾向の相違が認められる場合もあるが、構造物と同じ深度における地盤の収束物性値から求めた剛性比と、構造物と地盤の単位体積重量の相違を指標とすれば、構造物の地震時挙動や変形特性における各傾向を定性的に把握できるものと考えられる。

5.3 地盤条件の影響

つぎに、地盤条件がBの場合における解析結果を示し、

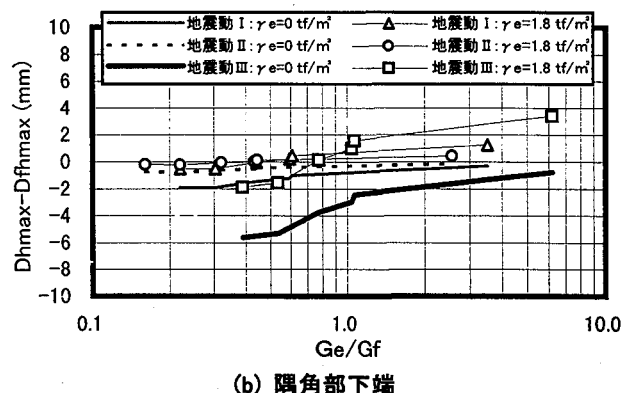
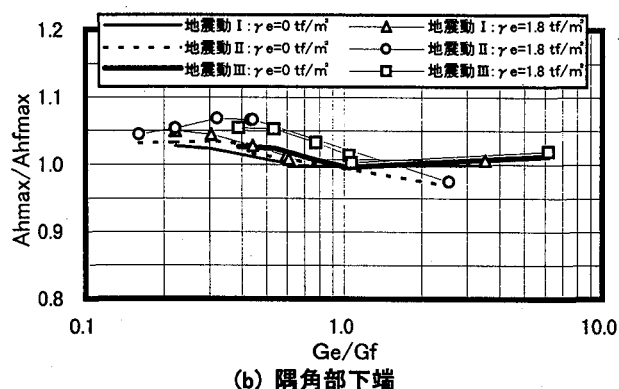
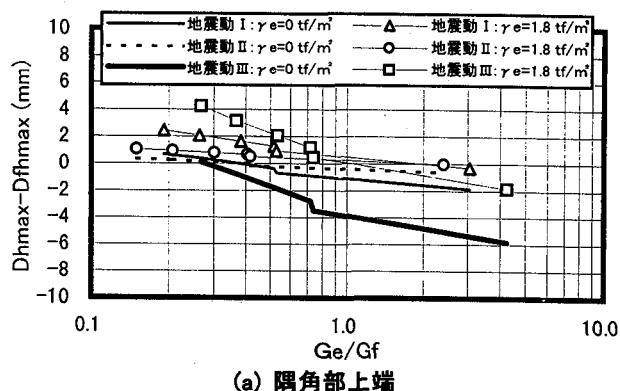
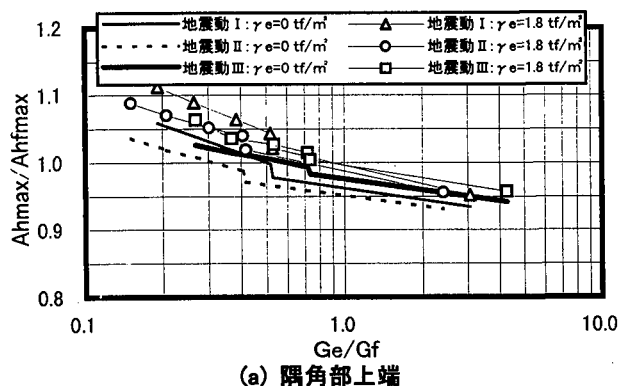
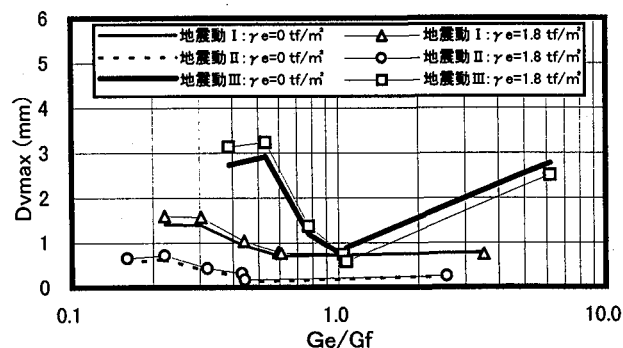
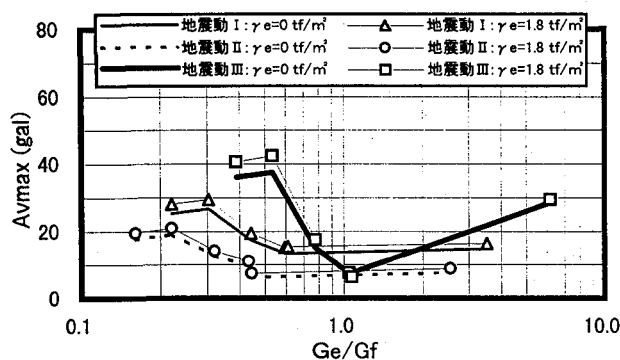


図-19 水平応答加速度の比(地盤B)

図-21 水平相対変位の差(地盤B)



地盤条件の相違の影響を考察する。

図-19は、地盤条件がBの場合について、図-15と同様に、構造物の隅角部上端および下端位置における A_{vmax} と A_{fhmax} との比を示したものである。これより、地盤条件がBの場合においても、地盤条件がAの場合と同様の傾向となっていることが認められる。但し、下床版においては、構造物の剛性が大きい場合には地盤条件がAの場合よりも大きくなっている。これは、この条件では、キネマティックな相互作用に起因する入力損失が顕著ではないためと考えられる。また、 G_e/G_f が応答値の変化に及ぼす影響は、地盤条件Aと比較して小さい。

図-20は、図-10と同様に、下床版部における A_{vmax} の最大値を示したものである。これより、地盤条件がBの場合においても、地盤条件がAの場合と同様の傾向となっていることが認められる。但し、構造物の剛性が

大きい場合の応答加速度の増大は、地盤条件がAの場合と比べて顕著とはなっていない。これは、 G_e/G_f がこのケースのように4程度であれば、鉛直方向の加速度はあまり発生せず、これが大きくなるのは、さらに G_e/G_f が大きい場合であることを示すものと考えられる。また、 G_e/G_f が小さい場合も若干ながら応答加速度の減少が認められる。

図-21は、図-13と同様に、構造物の隅角部上端および下端位置における $D_{hmax} - D_{fhmax}$ を示したものである。これより、地盤条件がBの場合においても、地盤条件がAの場合と同様の傾向となっていることが認められる。但し、慣性力相互作用の影響は、地盤条件がAの方が顕著である。これは、地盤条件Bの方が、地盤の単位体積重量が若干大きい影響もあるが、地盤そのものの剛性が小さい方が慣性力相互作用に起因する水平方向の

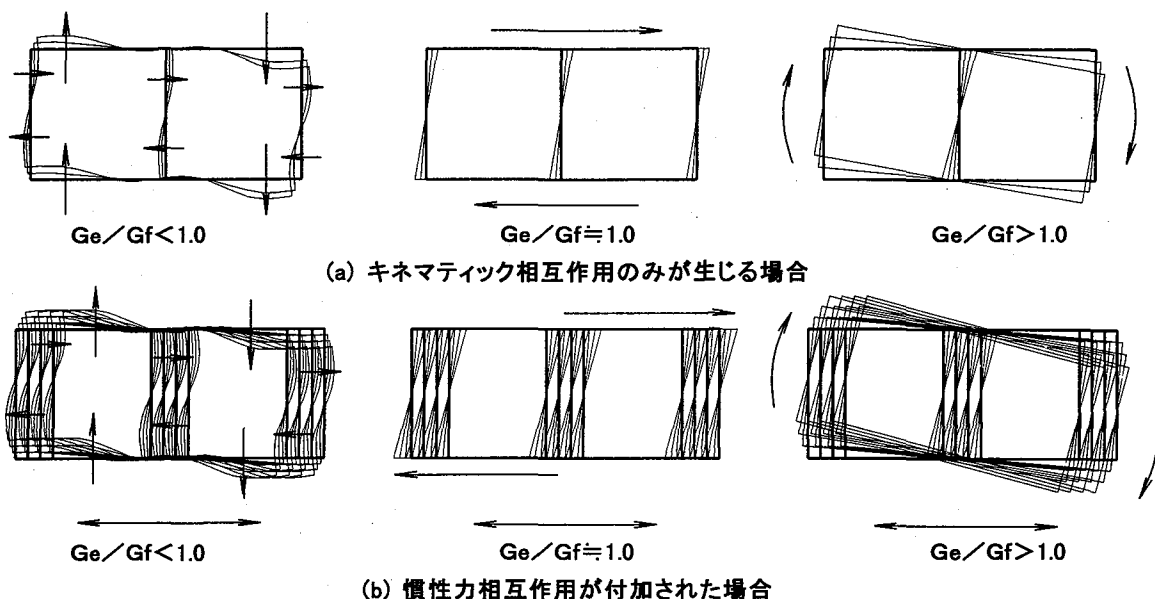


図-23 動的相互作用に起因する地下構造物の地震時挙動および変形特性の相違

振動が顕著となるためと考えられる。

図-22は、図-14と同様に、下床版部における D_{vmax} の最大値を示したものである。これより、地盤条件がBの場合においても、地盤条件がAの場合と概ね同様の傾向となっていることが認められる。但し、図-20と同様に、構造物の剛性が大きい場合の応答変位の増大は、地盤条件がAの場合と比べて顕著とはなっていない。また、図-18と同様に、構造物の剛性が地盤よりも大きい場合は、慣性力相互作用が付加されると鉛直変位は小さくなる傾向となっている。

総じて、前章で示した傾向は、地盤条件を変えても、概ね同じであることが明らかとなった。

6 動的相互作用に起因する構造物の地震時挙動と変形特性の相違

以上の検討より、ここでは、構造物の地震時挙動や変形特性を、動的相互作用の観点より、地盤と構造物とのキネマティック相互作用のみが生じる場合と、これに慣性力相互作用が付加された場合についてまとめる。

まず、キネマティック相互作用のみが生じる場合について検討する。一般に、地下構造物の地震時挙動は地盤に追随し、その変形も地盤に追随したせん断変形が卓越するとされている。今回の解析でも、地盤と構造物の剛性比 G_e/G_f が1.0に近く、両者の剛性差が小さい場合は、水平方向の応答加速度や応答変位は自由地盤の応答値と大きな違いはなく、また、鉛直方向の応答加速度や応答変位は小さいことから、このような地震時挙動や変形が支配的であることが示されているものと考えられる。

しかしながら、構造物の剛性が地盤に比して大きい場合は、水平方向の加速度は地盤よりも小さくなる傾向にある。また、水平方向変位は、上床版では小さく、下床

版では大きくなり、結果として上下床版間の水平方向相対変位が小さくなる傾向となっている。さらに、鉛直方向には、隅角部で最大となる加速度や変位が発生している。地盤と構造物との剛性比が大きくなると、このような傾向は大きくなるが、これに加えて、近傍地盤そのものの剛性の影響も認められ、近傍地盤の剛性が小さいほどこの傾向は顕著となる。これらより、このような条件では、構造物には剛体回転的な挙動が生じ、構造物はこのような挙動により地盤に追随することとなると考えられる。

これに対して、構造物の剛性が地盤に比して小さい場合は、水平方向の加速度は逆に地盤よりも大きくなる傾向となっており、上下床版間の水平方向相対変位も大きくなっている。また、鉛直方向には、隅角部と構造物中心線との間で最大となる加速度や変位が発生している。これらより、このような条件では、構造物は地盤に追随したせん断変形とともに、各部材位置ごとに空洞地盤の変形に近い形状の変形が生じ、これらが相まって、地盤に追随した挙動および変形を呈するものと考えられる。

また、これに慣性力相互作用が付加された場合は、今回のような一様地盤では、水平方向の応答加速度や変位は、各ケースとも、構造物全体において大きくなる傾向にある。さらに、鉛直方向の応答加速度や変位は、地盤と構造物の剛性差が小さい場合は影響は小さいが、剛性差が大きくなるほど大きくなる傾向にある。これらより、キネマティック相互作用に加え、慣性力相互作用が付加されると、構造物全体の水平振動や水平変位が地盤に比して大きくなるとともに、上述したキネマティック相互作用に起因する地震時挙動や変形特性の相違もさらに顕著になることと考えられる。

図-23は、このような動的相互作用に起因する地下構造物の地震時挙動や変形特性を模式的に示したものであ

る。このようなキネマティック相互作用のみが生じる場合、および、これに慣性力相互作用が付加された場合の地震時挙動や変形特性は、各々が明確に分離できるものではなく、構造物や地盤の条件に応じて、支配程度が異なることとなるが、その傾向は、自由地盤の収束物性値を用いた地盤と構造物との剛性比 G_e/G_f と、構造物の見かけの単位体積重量を指標とすれば、概ね評価できるものと考えられる。

なお、構造物の水平方向の応答加速度は、地盤と構造物との剛性比や重量の相違、および、構造物における位置ごとに、同じ深度の自由地盤の値とは異なるが、今回のケースでは、その比は概ね15%程度以下となっている。

7 近傍地盤の応力による検証

本章では、構造物に隣接する近傍地盤要素に着目し、これまでに示した動的相互作用に起因する地下構造物の地震時挙動や変形特性の傾向を、地盤の応力面から検証する。

図-24は、地盤条件をA、入力地震動をIとし、構造物がTypeA～Cの場合において、単位体積重量を①とした各ケースについて、構造物の上床版に隣接する地盤要素位置に沿う水平測線におけるせん断応力の最大絶対値 τ_{max} の分布を、同深度における自由地盤の最大せん断応力の絶対値とともに示したものである。このせん断応力は、構造物に作用する周面せん断力に対応している。これより、 τ_{max} は、構造物の剛性が小さい場合と大きい場合とではその分布傾向が大きく異なることがわかる。すなわち、剛性の小さい場合は、自由地盤のせん断応力と比べて、隅角部付近で小さく、また、構造物中心付近で大きくなっているが、剛性の大きい場合は、隣接している部分では概ね一様であり、構造物の少し外側で大きな値となっている。これは、剛性の小さい場合は、せん断変形とともに各部材位置ごとに異なる変形が生じる挙動が卓越し、剛性の大きい場合は、剛体回転的な挙動により地盤に追随する傾向が卓越する現象と対応している。

図-25は、同じく地盤条件をA、入力地震動をIとし、構造物がTypeA～Cの場合において、単位体積重量を①とした各ケースについて、構造物の下床版に隣接する地盤要素位置に沿う水平測線における鉛直方向軸力の最大絶対値 σ_{vmax} の分布を示したものである。これより、 σ_{vmax} は、図-8に示した鉛直方向加速度の分布に対応した分布形状を示していることがわかる。この分布傾向も、剛性の小さい場合は、せん断変形とともに各部材位置ごとに異なる変形が生じる挙動が卓越し、剛性の大きい場合は、剛体回転的な挙動により地盤に追随する傾向が卓越する現象と対応している。

このように、隣接地盤の応力にも、前章で示した動的相互作用に起因する地震時挙動や変形特性の相違と対応した傾向が認められる。また、構造物が地盤から受ける

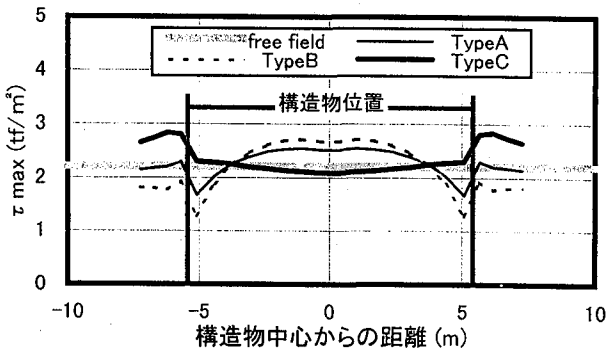


図-24 隣接地盤のせん断応力の相違(γ:①、TypeA,B,C)

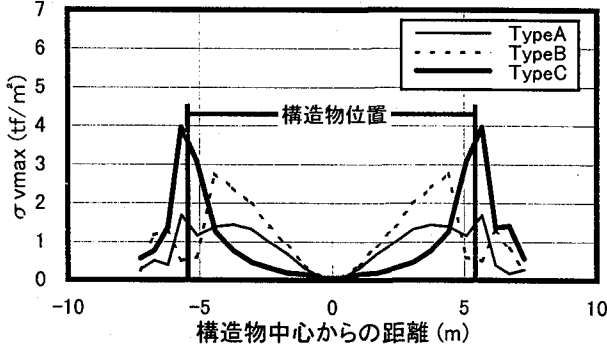


図-25 隣接地盤の鉛直方向応力の相違(γ:①、TypeA,B,C)

外力も、動的相互作用に起因して変化することとなる。
なお、本研究における解析は等価線形化法であり、構造物近傍の地盤の収束物性値も、動的相互作用に起因して、同じ深度における自由地盤の収束物性値とは異なっている。例えば、地盤条件がBで、入力地震動がI、構造物がTypeCの場合では、上床版隅角部の隣接地盤のせん断弾性係数は約7,000 tf/m²程度であるのに対し、同じ深度の自由地盤では約5,000 tf/m²程度と、隣接地盤の4割程度の値となっている。このような動的相互作用に起因する近傍地盤と自由地盤の物性値や応力の相違などについても評価検討する必要があるが、これらは別稿に譲ることとする。

8. 横断方向の応答変位法に対する考察

本章では、これまでに得られた知見を基に、地下構造物の横断方向の耐震設計法として、通常の実務設計でよく用いる応答変位法におけるモデル化や外力の与え方について考察を加える。

応答変位法は、構造物を梁、地盤をバネにてモデル化し、これに、地震時土圧や周面せん断力および慣性力を地震時外力として作用させる静的な耐震計算法であり、地震時外力や地盤のバネ値は、地盤条件のみから与える場合が多い。例えば、駐車場設計・施工指針 同解説では、周面せん断力としては、各部材の深度における自由地盤のせん断応力を与えることとなっており、また、地盤のバネ値は、静的な有限要素解析より、各部材ごとに一律の値を設定することとなっている。

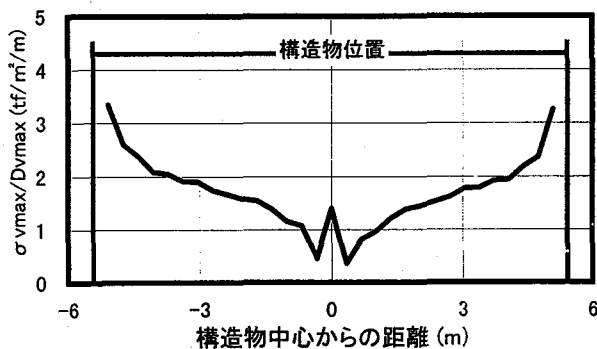


図-26 鉛直方向応力と変位の比(γ :①、TypeA)

しかしながら、周面せん断力は、図-24に示したように、地盤と構造物との相互作用に相応して自由地盤のせん断応力とは異なる値となり、部材内の分布形状にも相違が生じる。

また、地盤のパネ値も、同様に、相互作用の影響を受けるものと考えられる。例えば、図-26は、構造物がTypeAの場合において、下床版部を対象に、図-25で示した σ_{vmax} を、同位置における D_{vmax} で除したものの分布を示したものである。最大値を用いた除算であるため、必ずしも地盤パネそのものではないが、その値はパネの次元を有するものとなっている。これから、地盤のパネ値は部材内で分布が異なることは明らかである。

さらに、大規模地震動時のように、構造物に損傷が生じる場合は、TypeBやTypeDのように、損傷後は構造物の見かけの剛性が小さくなり、相応して相互作用も外力や地盤パネの値も異なることとなると考えられる。

応答変位法を用いた地下構造物横断方向の耐震設計において、計算精度の向上を図る場合や、構造物が非線形領域に入ることとも考慮した評価を行う場合においては、動的相互作用に相応した地震時外力や地盤のパネ値の相違が計算結果に及ぼす影響を検討しておく必要があるものと考えられる。また、より適切に評価するためには、上記変形特性を有意な精度で再現し得る地震時外力や地盤のパネ値の設定法の高度化が課題であるものと考えられる。

9. まとめ

本文では、矩形断面を有する地下構造物横断方向を対象に2次元動的有限要素解析を実施し、動的相互作用の観点より、地下構造物の地震時挙動や変形特性を、キネマティック相互作用のみの場合と、これに慣性力相互作用が付加される場合とに分離して評価した。これより、以下の点が明らかとなった。

- 1) キネマティック相互作用のみが生じる場合については、地盤と構造物との剛性差が小さい場合は、地下構造物の地震時挙動は地盤に追従し、その変形も地盤に追従したせん断変形が卓越する。これに対して、構造物の剛性が地盤に比して大きい場合は、構造物には剛

体回転的な挙動が生じ、構造物はこのような挙動により地盤に追従することとなる。また、構造物の剛性が地盤に比して小さい場合は、構造物は地盤に追従したせん断変形とともに、各部材位置ごとに空洞地盤の変形に近い形状の変形が生じ、これらが相まって、地盤に追従した挙動および変形を呈する。

- 2) これに慣性力相互作用が付加された場合は、構造物全体の水平振動や水平変位が地盤に比して大きくなるとともに、上述したキネマティック相互作用に起因する地震時挙動や変形特性の相違がさらに顕著になる。
- 3) このようなキネマティック相互作用のみが生じる場合、および、これに慣性力相互作用が付加された場合の地震時挙動や変形特性は、その傾向は、自由地盤の収束物性値を用いた地盤と構造物との剛性比 G_e/G_f 、および、構造物の見かけの単位体積重量と地盤の重量との相違の2つを指標とすれば、概ね評価できる。
- 4) 応答変位法を用いた地下構造物横断方向の耐震計算は、動的相互作用に相応した地震時外力や地盤のパネ値の相違が計算結果に及ぼす影響を検討しておく必要があるとともに、上記変形特性を有意な精度で再現し得る地震時外力や地盤のパネ値の設定法の高度化が課題である。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、(株)地震工学研究所の内田治氏には多大なるご指導とご支援を賜った。また、解析の実施に際しては、九州大学工学部建設都市工学科4年川野亮氏のご協力を得た。さらに、本解析にあたって使用した神戸大学の地震波形は、関西地震観測研究協議会提供によるものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会耐震工学委員会 動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用－相互作用効果の耐震設計への導入－、平成4年9月
- 2) 土木学会編：動的解析と耐震設計[第2巻]動的解析の方法、技報堂出版、pp.111-117、1989.7
- 3) 志波由紀雄、立石章：応答変位法における地震力評価の問題点とその改善、大成建設技術研究所報、第24号、pp.271-280、1991
- 4) 社団法人 日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説、平成4年11月
- 5) 立石章：静的FEMを用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究、土木学会論文集、No.519/I-32、pp.139-148、1995.7
- 6) 川島一彦編：地下構造物の耐震設計、鹿島出版会、pp.55、1994.6
- 7) 構造計画研究所、地震工学研究所：SuperFLUSH/2D 使用説明書 Ver.3.1、1992.4
- 8) 岩崎、常田、高木：沖積粘性土の動的変形特性－せん断剛性率のヒズミ依存性－、土木研究所資料第1504号、昭和54年8月
- 9) 岩崎、龍岡、高木：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)、土木研究所報告153号の2、1980.3

(1998年9月18日受付)