

Ⅳ 部材非線形モデルを用いた地盤－構造物連成地震応答解析

1. はじめに

本技術資料は原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査マニュアル(案)の「5章 解析手法」のうち、「5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」において標準的な手法として位置付けたトリリニアモデルの妥当性を大型振動台実験等に対するシミュレーションによって検証した結果を示している。

鉄筋コンクリートの部材非線形モデルとしては、断面力－変形関係（主に曲げモーメント－曲率関係）に対して、変形の増大に伴う剛性の低下を簡便に評価する復元力・履歴モデルが最もよく用いられている。この種のモデルは、従来耐震性能を照査するために用いられてきた等価剛性モデル等と比べ、鉄筋コンクリートの非線形挙動をより現実に近い形で評価することができる。また、技術資料Ⅴで詳述される材料非線形モデルと比べると、モデルを構成する要素の自由度を軽減できるため、演算時間を相対的に短縮することができる。しかし、これらのモデルでは断面力－変形関係においてその非線形性を考慮しているため、それよりも微小な物理量（応力、ひずみ、ひび割れ挙動）の解析精度は必ずしも良くない。また、復元力特性および履歴特性を具体的に定めるためにはある程度の理論的な考察または実験的、経験的な知見を必要とする。

本技術資料では、このような特徴を踏まえ、鉄筋コンクリート部材にトリリニアモデルのような部材非線形モデルを適用して地盤－構造物連成系の地震応答解析を実施する際の種々の場面における留意事項をまとめた。表1-1にマニュアルとの対応を示したように、マニュアルの章構成に対応させて、以下のような項目について述べる。

- ① 鉄筋コンクリートはり部材の復元力モデルを設定する上での要点とその検証
- ② 動的解析を実施する際の地盤、構造物以外のモデル化
- ③ 大型振動台実験に対するシミュレーション

③は、本技術資料全体を総括する意味で、シミュレーションを実施している。なお、「4. 地盤－構造物間の境界部のモデル化」で得た知見については、鉄筋コンクリートに材料非線形モデルを適用して地盤－構造物連成系の動的解析を実施する場合（Ⅴ 材料非線形モデルを用いた地盤－構造物連成動的な非線形応答解析）に対しても、同様に適用することができる。

表 1-1 本章とマニュアルとの対応

マニュアルでの章構成		本技術資料での対応箇所	
5.3.1	モデルの種類と特徴		
5.3.2	解析モデルの作成	(1) 構造物のモデル化	
		(2) 鉄筋コンクリートはり部材の非線形性のモデル化	鉄筋コンクリート部材の復元力特性(2.)
		(3) 隅角部近傍における軸方向鉄筋の伸び出し	
		(4) 地盤-構造物間の境界部のモデル化	地盤-構造物間の境界部のモデル化(4.)
		(5) 機器・配管のモデル化	
		(6) 構造物内の水のモデル化	
5.3.3	地震応答解析実施時における留意点	(1) 運動方程式の求解について	
		(2) 自重解析実施時	
		(3) 地震応答解析実施時	
5.3.4	解析結果評価時の留意点	(1) 解析結果の妥当性の確認	
		(2) 動的応答値の算出	

5.3.2 を総括して、鉄筋コンクリートボックスラーメンの水平加力実験シミュレーションを実施(3.)

5.3.3 を総括して、大型振動台実験のシミュレーションを実施(5.)

2. 鉄筋コンクリート部材の復元力特性

2.1 概要

性能照査では、地盤および構造物の非線形挙動をできるだけ実際の挙動に近い形で評価することが重要である。この中で、鉄筋コンクリート部材に部材非線形モデルを適用するには、復元力特性および履歴特性を実務的に十分な精度で評価できるモデルを選択し、適切な方法（曲げと軸力を受ける鉄筋コンクリートはりの断面解析等）により、復元力モデルの特性点等を定めることが重要である。

ここでは、上記のような復元力モデルの特性点を定めるために一般的に行われる鉄筋コンクリートはり部材の断面解析において、コンクリート特有の現象の簡便な考慮の方法とその影響の程度を、実験結果と比較しながら考察した。次に実務時によく用いられてきた復元力特性モデルをいくつか取り上げ、それらが動的応答結果に及ぼす影響を調べた。最後に、応答解析開始時の初期曲げ軸力比の実務的な設定方法について考察した。

2.2 コンクリート特有の挙動の簡便なモデル化

「示方書 [構造性能照査編]」では、鉄筋コンクリートはりの設計断面耐力を算定する際の断面解析において、以下のように仮定してよいとしている。

- ① 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの引張応力は無視する。
- ③ コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線には、「示方書 [構造性能照査編]」で定める式を用いることを原則とする。

これらは、終局耐力を算定するために非常に合理的な仮定である。しかし、トリリニアモデルのような復元力モデルでは、終局以前の非線形挙動（ひび割れ発生、断面降伏）についても言及しているため、この種のモデルを用いる場合、これらについてもできるだけ実際の挙動に近い形で評価することが非常に重要であり、結果として合理的な耐震性能照査につながることになる。

そこで、ここでは鉄筋コンクリートはりの終局以前の非線形挙動に影響を及ぼすとされるコンクリート特有の現象として、以下の①～④の項目を取り上げ、部材実験との比較等により、その影響の程度について調べることにした。このうち、①～③については、はり部材の曲げ実験との比較によってその影響の程度等を検証した。一方、④については実規模レベルの構造物に与える相対的な影響の程度について考察した。

- ① 横補強筋のコンクリートに対する拘束効果
- ② コンクリートの収縮ひずみ
- ③ 鉄筋コンクリートの引張硬化
- ④ コンクリートのブリージング

図 2.2-1 に、曲げ以外の非線形性（前記②コンクリートの収縮ひずみおよび③鉄筋コンクリートの引張硬化）についても考慮した場合の鉄筋コンクリートはり断面内のひずみおよび応力分布の設定例を示す（着色部が一般的な分布と異なる場所を示す）。

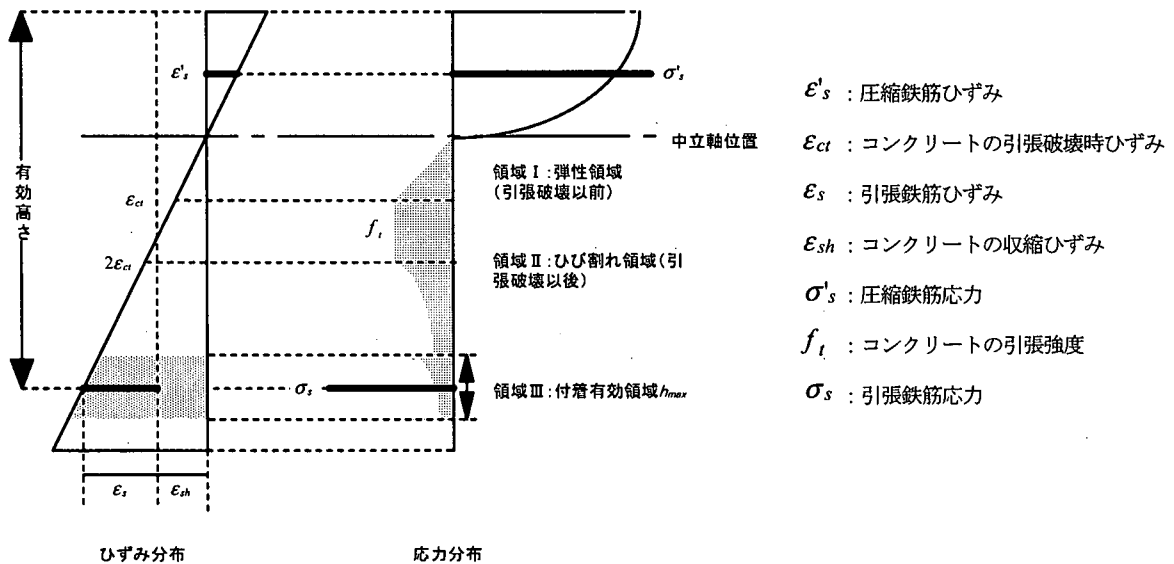


図 2.2-1 コンクリート特有の挙動を考慮した鉄筋コンクリートはり断面内のひずみおよび応力分布の設定例

(1) 横補強筋のコンクリートに対する拘束効果

鉄筋コンクリートはりの断面解析を行う場合、断面内の応力分布を設定するために、コンクリートおよび鉄筋についての適切な応力-ひずみ曲線を選ぶことが重要である。コンクリートについては、使用材料（セメント、骨材）、配合条件、養生条件、材齢によってその応力-ひずみ関係が変動することから、適切な材料実験によってその挙動を把握しておくことが最もよい。圧縮強度に関するデータしかない場合には、例えば、「示方書 [構造的な性能照査編]」に示されている汎用的な式を用いるとよい。しかし、この式は帯鉄筋等の横補強筋によるコンクリートに対する拘束効果については考慮されていないため、特にせん断補強筋が多く配置されている部位においては、この効果を考慮した式¹⁾を用いることにより、設計圧縮強度や終局ひずみをより合理的に設定することが可能と

なる。

(2) コンクリートの収縮

コンクリートの収縮は、乾燥収縮、自己収縮を含み、構造物の周辺の温度・湿度、部材断面の形状・寸法、コンクリートの配合のほか、骨材の性質、セメントの種類、コンクリートの締固め、養生条件等の種々の要因が複雑に関連し合って生ずる。特に自己収縮については、現状では実験的知見が十分とは言い難く、またこれらの構造性能と耐久性能との関連についても未解明な点が多いため、現在でも重要な研究課題の一つである。しかし、地中構造物は供用時に地中に埋設されることから、代表的な収縮要因である乾燥収縮が微小であると見込まれることから、一般には、これが構造性能に及ぼす影響は微小であると考えられる。ここでは、建設時の工期等の関係でやむを得ず収縮が生じやすい材料設計や養生条件を実施した場合におけるその考慮の方法について述べる。

具体的には、まず、所定の材齢におけるコンクリートの収縮ひずみ (ϵ_{sh}) の値を、例えば、「示方書 [構造性能照査編]」で示されるような方法で求める。次に、このひずみ値を、図 2.2-1 に示すように、鉄筋コンクリートはり断面内のひずみ分布を仮定する際に初期ひずみ値として与えることにより簡便に考慮することができる。

(3) 鉄筋コンクリートの引張硬化

一般に、鉄筋コンクリートはりの断面解析をする場合には、曲げひび割れが発生した後は、コンクリートの引張応力は無視する。しかし、実際には曲げひび割れ発生後も、鉄筋とコンクリートとの付着作用により、ひび割れ間ではコンクリートは引張力に対して、依然として有効に作用することが知られている(引張硬化; テンションステッピング)。ここでは、断面解析においてこれらの影響を簡便に考慮する方法として、引張硬化に関する汎用性の高いモデルの一つ²⁾を示す(引張硬化の詳細については、マニュアル「5.3 材料非線形解析を用いた応答値の算出」を参照)。

すなわち、図 2.2-1 に示すように、引張部分のコンクリートを3つの領域に分割して考える。

①領域Ⅰ：弾性領域(コンクリートは引張破壊以前)

コンクリートに作用する引張応力が引張破壊に至る前の弾性範囲内である。ひずみ値にヤング係数を乗ずることにより、応力の値が算出される。

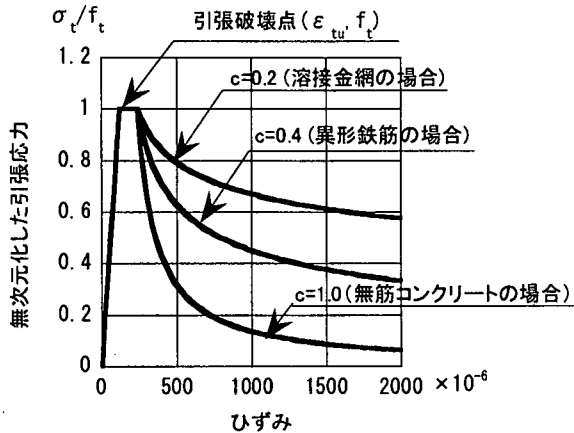
②領域Ⅱ：ひび割れ領域(コンクリートは引張破壊以後)

コンクリートが引張破壊を起こした後、急激に応力が低下するひずみ軟化領域であり、軸方向鉄筋による付着作用の影響が及ばない領域である。ここでは、図 2.2-2 中の式中の付着に関するパラメータについて、 $c=1.0$ (無筋コンクリート領域)とすることにより、この領域のコンクリートの引張応力が算出される。

③領域Ⅲ：付着有効領域

軸方向鉄筋による付着が有効に作用する領域である。付着が有効な範囲 h_{max} については、ソリッド要素によって鉄筋コンクリートはりをモデル化する際に、その要素分割を定める際に用いられる式(2.2-1)³⁾によってその範囲を算出し、図 2.2-2 中の式において付着に関するパラメータを $c=0.4$ (鉄筋コンクリート領域)として、応力を算出することができる。

I～Ⅲにおける応力分布が全て確定した後は、圧縮域のコンクリートの場合と同様の手順で合力と合モーメントを算出することになる。一般に、領域Ⅰ～Ⅲの中ではⅠ(弾性領域)の影響が最も大きい。



$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\epsilon_{tu}}{\epsilon_t} \right)^c$$

σ_t : コンクリートの引張応力

f_t : コンクリートの引張強度

ϵ_{tu} : コンクリートの引張破壊時ひずみ

c : 鉄筋とコンクリート間の付着に関するパラメータ

ϵ_t : コンクリートの引張ひずみ

図 2.2-2 引張硬化モデルの例

$$h_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}} \tag{2.2-1}$$

ここに、 h_{max} : 鉄筋一本あたりの付着有効面積を正方形で表した時の一辺の長さ

D_b : 鉄筋の直径

f_y : 鉄筋の降伏点強度

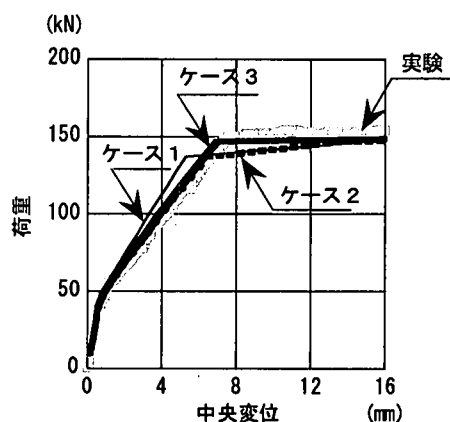
f_t : コンクリートの引張強度

(4) 各種要因の影響調査

(1)～(3)の要因が、鉄筋コンクリートはりの曲げ挙動に及ぼす影響の程度を把握するため、鉄筋コンクリートはり部材の曲げ実験に対するシミュレーションを行った。図2.2-3は、鉄筋コンクリートはりの曲げ実験に対して、鉄筋コンクリート部材をトリリニアモデルで表わした場合における荷重-中央変形曲線を比較した結果である。ケース1とケース2の結果を比較することにより、トリリニアモデルにおける特性点を決定する上で、せん断補強筋等の横補強筋のコンクリートへの拘束効果やコンクリートの収縮ひずみの影響を考慮することにより、ひび割れ発生後の断面降伏に至るまでの曲げ剛性をほぼ正確に評価できることがわかる。両者のうち、どちらがより影響するかについては、非線形解析であるので厳密な意味での要因の重ね合わせが成立しないために明確には断定できないが、コンクリートに対する拘束効果の方が、コンクリートの収縮ひずみの影響よりも卓越して影響している。さらに、ケース2とケース3の結果を比較することにより、引張硬化の影響を考慮することにより、実験における荷重の最大値や断面降伏以後の曲げ剛性（ほぼ零に低下していること）を再現していることが分かる。これら(1)～(3)の要因は、断面終局時の荷重、変形に対してはほとんど影響を及ぼさないが、断面降伏時に対しては無視し得ない影響を及ぼす。特に、断面が降伏するまでの曲げ剛性に影響を及ぼす(1)、(2)の影響については注意を要する（その根拠については3.で述べる）。したがって、鉄筋コンクリート構造物の耐震性能を荷重または変形の最大値（部材の耐力や層間変形角の最大値等）で照査する場合には、一般にこれらの影響を無視してもよいが、応答塑性率のように降伏点および最大荷重点における物理量の両方を用いた物理量で照査を行う場合には、これらの影響を考慮することが重要である。

(a) ケース一覧

ケース	設定の概要		
	曲げ	収縮および拘束効果	引張硬化
1	○	×	×
2	○	○	×
3	○	○	×



(b) シミュレーション結果

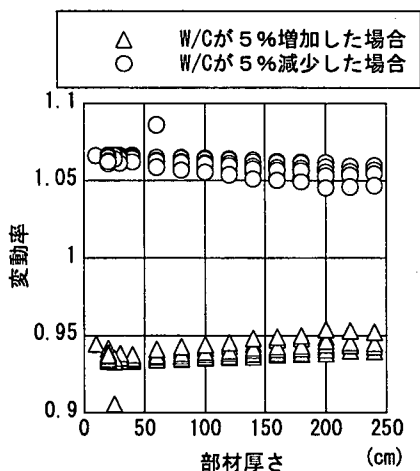
図 2.2-3 鉄筋コンクリートはりの曲げ実験に対するシミュレーションの結果

(5) コンクリートのブリージングの影響

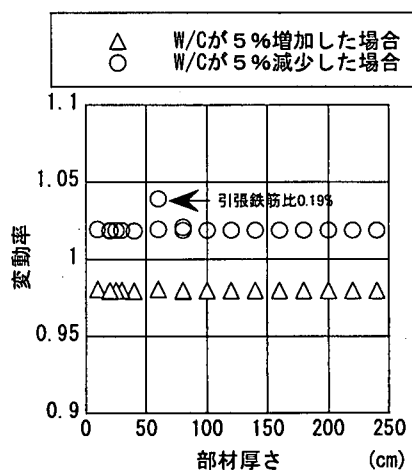
鉄筋コンクリート構造物では、入念な施工が行われても、コンクリートのブリージング現象によって鉛直方向にコンクリートの品質の差異が生じる場合がある。既往の実験的研究^{4), 5)}では、部材厚さが小さくても、ブリージングにより部材の上端と下端では水セメント比が異なることが報告されている。また、長柱の場合には、その高さに拘わらず、上下の端部の数10cmの範囲で水セメント比が5%程度増減することが報告されている。よって、これらの知見を下に、ブリージングによる水セメント比の変動が、鉄筋コンクリート構造物の挙動に及ぼす影響について解析結果に基づいて検討した。ここでは、ブリージングにより鉛直方向部材の上下端部において、水セメント比が5%変動することにより、コンクリートの圧縮強度が10%増減するものとして、鉄筋コンクリート部材および鉄筋コンクリート構造物を対象として解析結果に基づいて検討した。

a. 鉄筋コンクリート部材における影響調査

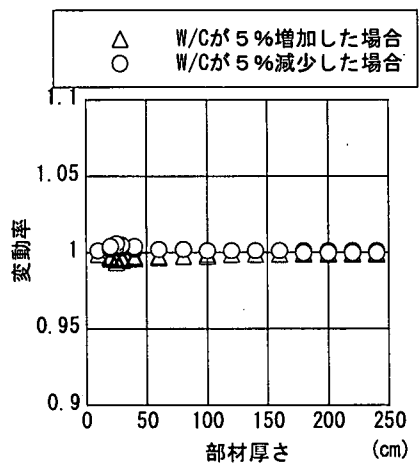
断面厚さが20cm~200cm、引張鉄筋比が0.3~1.2%の範囲の鉄筋コンクリートはりに対してトリリニアモデルを適用した場合に対して、ブリージングによる各特性点（曲げひび割れ発生、断面降伏、断面終局）の値の変動と部材厚さとの関係を調べた。図2.2-4は、その解析の結果を示したものである。部材厚さが小さい場合には、ブリージングにより、トリリニアモデルの特性点が若干変動するものの、実規模構造物での部材厚さの範囲においてはその影響はわずかで、各特性点の変動率は最大でも6%程度であることが分かった。



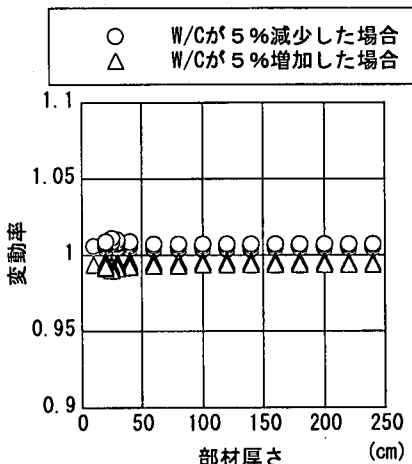
(a) ひび割れ発生時の曲げモーメントへの影響



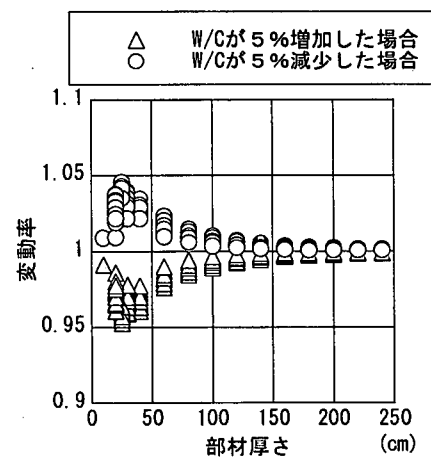
(b) ひび割れ発生時の曲率への影響



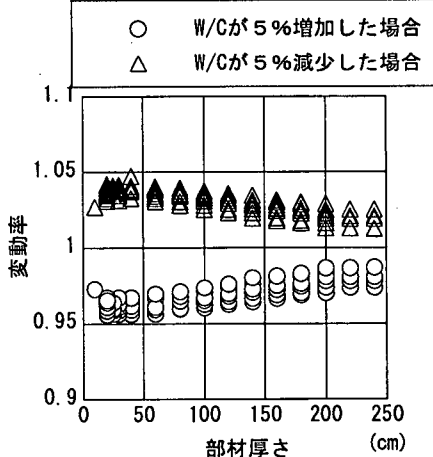
(c) 降伏時の曲げモーメントへの影響



(d) 降伏時の曲率への影響



(e) 終局時の曲げモーメントへの影響



(f) 終局時の曲率への影響

図 2.2-4 コンクリートのブリージングがトリリニアモデルの特性点の値に与える影響

b. 鉄筋コンクリート構造物における影響調査

部材での検討結果を踏まえ、標準的な二連の海水管ダクトの実規模構造モデルに対して、地震時水平荷重を頂版の端部に作用する静的な集中荷重で模擬した水平加力実験に対するシミュレーションを実施し、損傷の過程に与える影響等を調べた。具体的には、部材レベルでの影響調査の時と同様に、ブリージングによって鉛直方向部材（隔壁および側壁）の上端および下端の1要素（断面厚さ程度の要素長さを持つ）において水セメント比がそれぞれ5%増減し、それによりコンクリートの圧縮強度が基準値に比べて10%変動したものとしている（ケース2）。また、ケース3は、ケース2を踏まえた仮想的なケースであり、これとは反対に鉛直方向部材の上端部の水セメント比が5%減少し、下端部では5%増加したことにより、コンクリートの圧縮強度が10%増減させたケースである（図2.2-5参照）。図2.2-6に、損傷（断面降伏）の推移を定性的に評価した結果を示す。ケース3の結果では、ブリージングを想定した設定の影響により、隔壁の上下端部における損傷の順番が変動する結果となっているものの、全般的には結果に差異は見られない。図2.2-7は、これらの損傷の特徴を定量的な評価を試みたものであり、鉛直方向部材（隔壁、左側の側壁および右側の側壁）の上下端部が降伏時における層間変形角の値の変動を比較したものである。これから、ブリージングを想定した物性の変動により、構造物の全体荷重-変形曲線上における損傷の発生の時期が最大で10%程度変動することが分かる。しかし、一方でこれらの現象が構造物の全体荷重-変形関係の復元力特性に与える影響は少ない（図2.2-8参照）ことから、これらの現象が構造物の損傷の過程に影響を与えるものの、変形挙動にはほとんど影響を及ぼすことがないことが見込まれる。

(a) 検討ケース一覧

ケース番号	モデル化の概要
1	全要素においてコンクリートの圧縮強度は一律の値
2	ブリージングの影響を考慮したモデル化
	鉛直方向の部材下端ではコンクリートの圧縮強度を10%増加させ、上端では10%低下
3	ケース2に対応させた仮想的なモデル化
	鉛直方向部材下端ではコンクリートの圧縮強度を10%低下させ、上端では10%増加

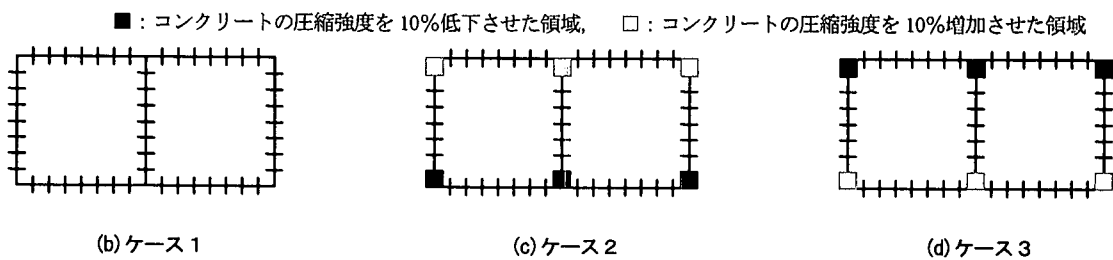


図 2.2-5 ブリージングが地中構造物の変形特性に及ぼす影響調査のための検討ケース

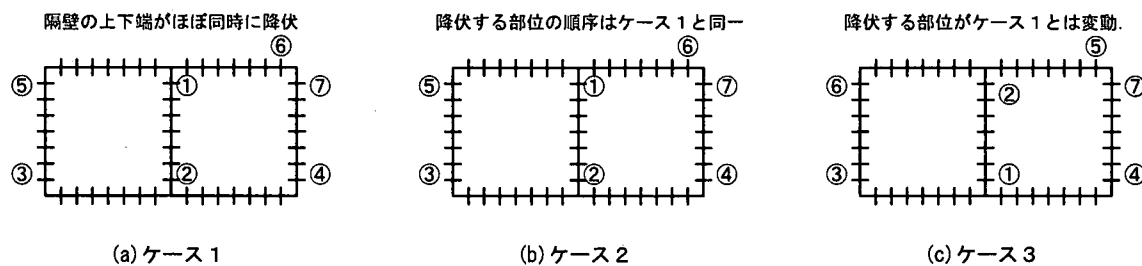


図 2.2-6 降伏した部位の分布とその発生順序の比較

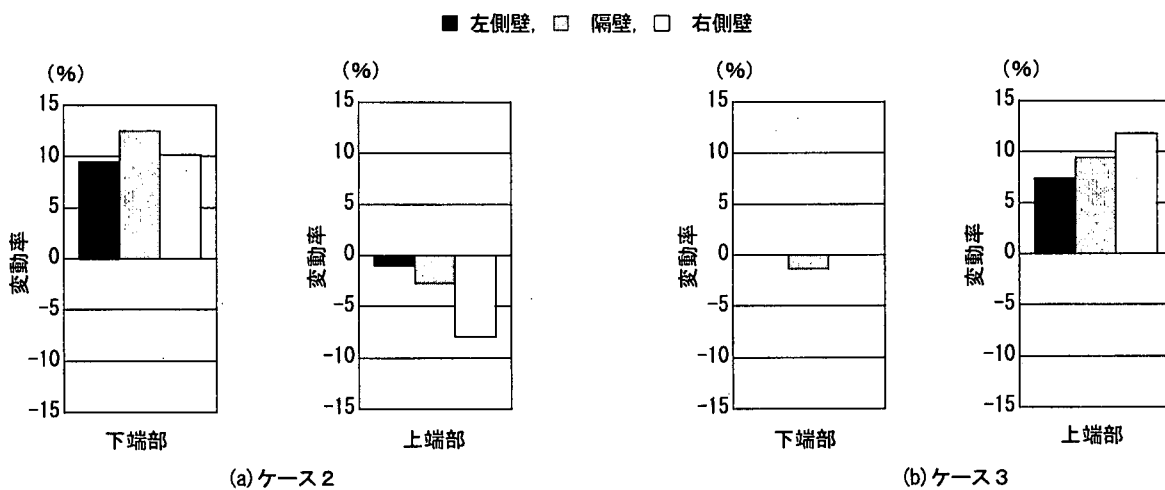


図 2.2-7 鉛直方向部材端部の降伏時層間変形角の変動率

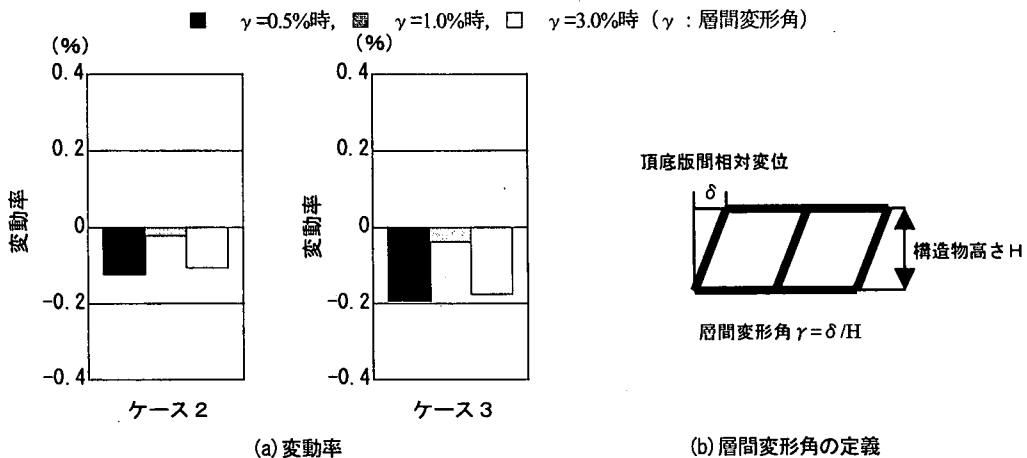


図 2.2-8 ブリージングが荷重値（層間変形角が 0.5%、1.0%、3.0%時）に与える影響

2.3 復元力特性の種類とその適用性

2.2 では、鉄筋コンクリート部材の曲げ変形を復元力モデルで評価する時の留意事項について、基本的な事項に立ち戻って考察してきた。ここでは、これらの留意事項に基づき、実際に復元力特性をモデル化する際に最も重要な留意事項（復元力モデルの選択および解析開始時における初期曲げ軸力比）について、「Ⅱ 二次元鉄筋コンクリートボックス構造の塑性変形に関する大型振動台実験とその解析」で示した大型振動台実験に対する時

時刻歴応答解析によって評価する。

時刻歴応答解析結果を分析する上では、評価の対象とする物理量（ここでは、照査に用いられる物理量である層間変形角、せん断力、曲率）の応答値の時刻歴波形の検証が重要である。本資料では、波形についての解析精度を次式で定義する指標J値⁶⁾により実験と解析結果を比較、評価することとした。J値は定義式が示すように、その一致度を統計的に処理することによって定性的に評価するものである。具体的な例を図2.3-1に示す。(a)は振幅を1/2に調整した波形の場合である。上式の定義からJ値は0.25と算出される。また、(b)は位相を反転させた場合である。同様にしてJ値は4.0と算出される。また、完全に波形が一致する場合にはJ値は零である。これらは特殊な場合であり、通常J値は $10^{-1} \sim 10^{-3}$ 程度の値として算出されることが多い。

$$J = \frac{\int_{t_0}^{t_1} (x^*(t) - x(t))^2 dt}{\int_{t_0}^{t_1} (x^*(t))^2 dt} \quad (2.3-1)$$

- ここに、 J : 一致度
 $x^*(t)$: 実験結果
 $x(t)$: 解析結果
 t_0 : 一致度を判定する時間帯の開始時刻
 t_1 : 一致度を判定する時間帯の終了時刻

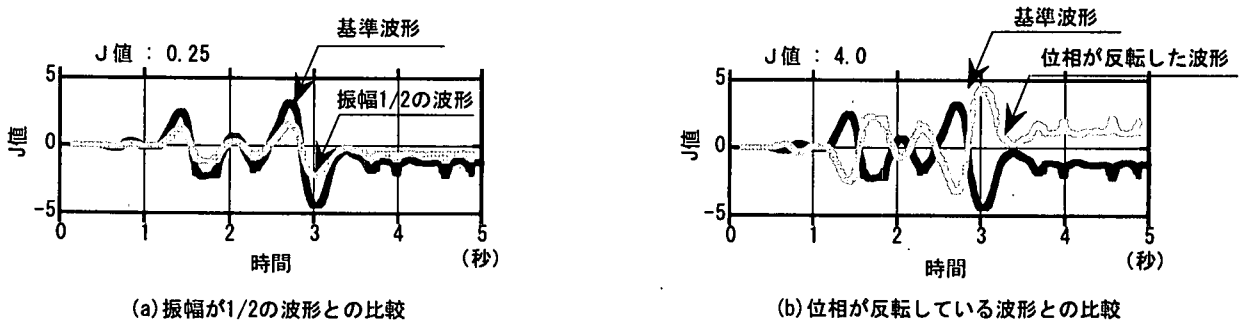


図 2.3-1 J値の例

(1) 復元力特性

鉄筋コンクリート部材を部材でモデル化する場合、実務時によく用いられてきた復元力特性を選び、これらが地盤中に埋設された構造物の地震時応答特性に及ぼす影響について評価する。

部材非線形モデルとしては、次の3つが代表的なモデルである（図2.3-2参照）。

- ① 軸力変動型トリリニアモデル
- ② 軸力一定型トリリニアモデル
- ③ バイリニアモデル

これらのモデルを適用した場合、地中構造物の地震時応答挙動に与える程度を技術資料IIに示す大型振動台実験

[岩着モデル] を対象として検証した。

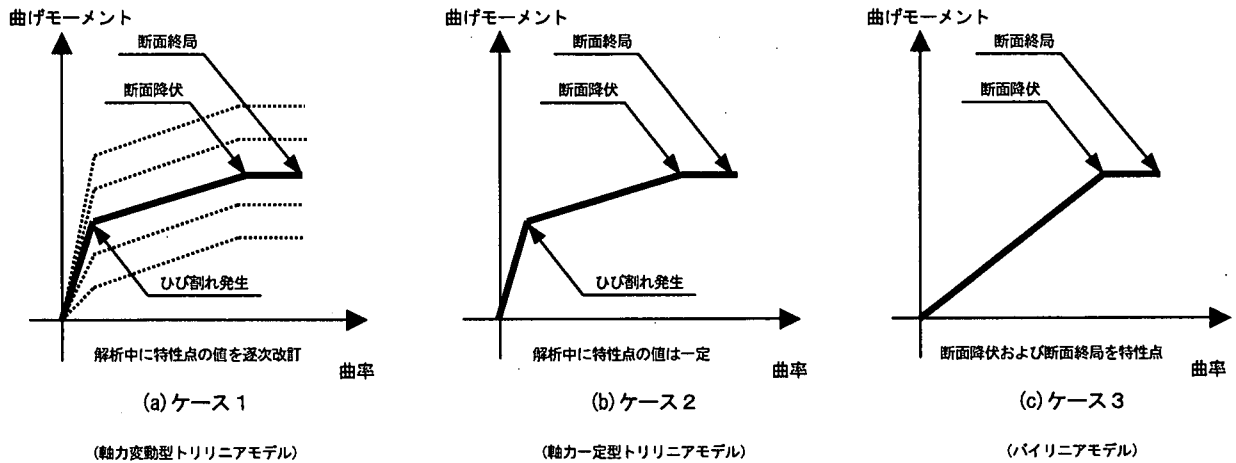


図 2.3-2 復元力モデルが動的応答結果に及ぼす影響を調べるための検討ケース

検討の解析は、技術資料 II に示す大型振動台実験の岩着モデルを対象として行い、構造物の応答値のうち、耐震性能の照査に用いられる物理量である①層間変位、②せん断力、③曲率の時刻歴の結果、および降伏時点の判定について考察した。

なお、大型振動台実験に対する時刻歴非線形応答解析の詳細については、5. にて述べるため、ここでは結果のみを記す。また、以下の検討では、軸力変動型トリリニアモデル、軸力一定型トリリニアモデルおよびバイリニアモデルをそれぞれケース 1、ケース 2 およびケース 3 と称している。

(2) 解析結果に対する評価

解析結果の評価に際しては、復元力特性のモデル化が、耐震性能の照査に用いる物理量である層間変位、せん断力、曲率および断面の降伏判定に及ぼす影響について検討した。

図 2.3-3 に層間変位の時刻歴について、実験結果とケース 1～3 を比較したものを、図 2.3-4 および図 2.3-5 には、層間変位の最大値と J 値をそれぞれ比較した結果を示す。復元力特性のモデル化が簡便になるほど、時刻歴波形の解析精度を示す J 値の値がわずかに増加し、波形の一致度が低下する結果にはなっているものの、いずれの復元力モデルによる結果においても、層間変位を良好に評価されている。

隔壁下端におけるせん断力および曲率の最大値について、ケース 1～3 で比較したものが図 2.3-6 および図 2.3-7 である。また、断面が降伏に至ったと判定された時刻を比較したものを表 2.3-1 に示している。せん断力については、復元力特性のモデル化が簡便になるにつれて、やや過小に評価する傾向にあるものの、全般的に復元力特性のモデル化がこれらの物理量に及ぼす影響は少ないことが分かった。

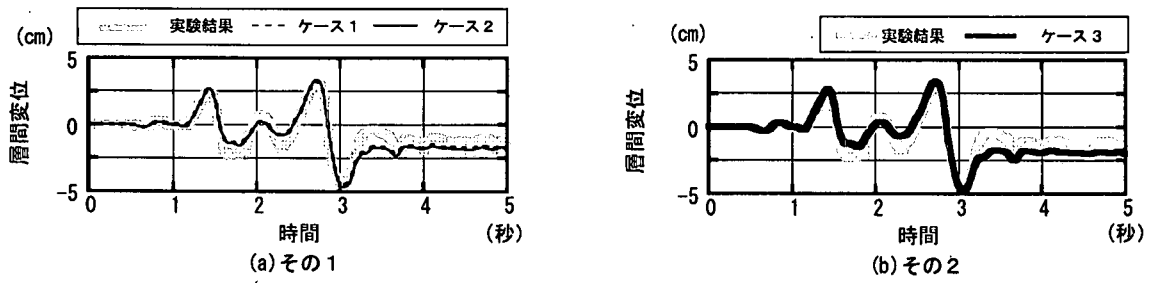


図 2.3-3 層間変位時刻歴の比較

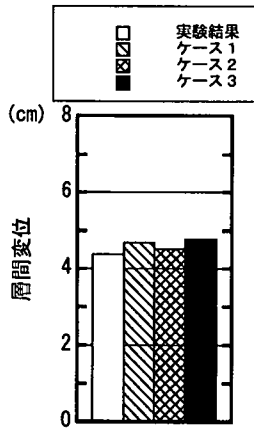


図 2.3-4 層間変位最大値の比較

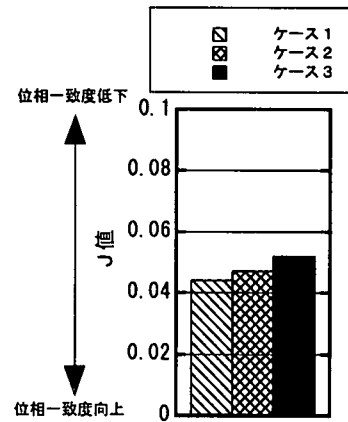


図 2.3-5 層間変位時刻歴波形のJ値の比較

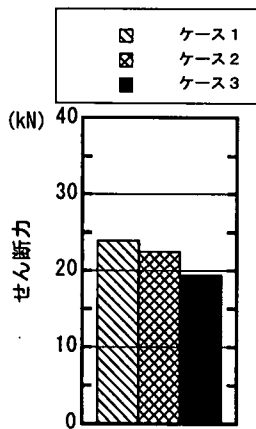


図 2.3-6 せん断力の最大値の比較

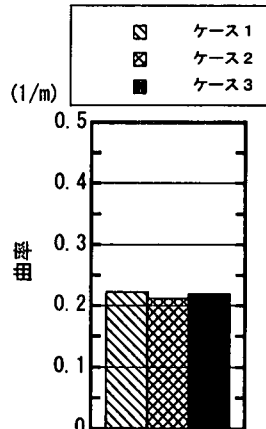


図 2.3-7 曲率最大値の比較

表 2.3-1 降伏した時刻

	降伏時刻 (秒)
実験結果	1.23
ケース1	1.25
ケース2	1.25
ケース3	1.25

2.4 解析開始時における初期曲げ軸力比⁷⁾

(1) 初期軸力の設定方法

マニュアルにて示したように、鉄筋コンクリート部材をトリリニアモデルのような復元力モデルでモデル化し、地震応答解析を行う場合には、解析の開始時に曲げ軸力比を設定する必要がある場合が多い。この場合、表 2.4-1 に示すように、あらかじめ実施した線形解析の結果を参照し、曲げ軸力比を定めることになる。表の中では、ケ

ケース1が最も厳密な設定方法といえるが、非線形解析を複数回行うのは実務上現実的とはいえず、これとほぼ同程度の結果を得られる他の簡便な方法を用いることが望ましい。ここでは、表に示すケース1~5の各設定に基づいて実施した地震応答解析結果を比較、検証し、マニュアルにおいて実務的な方法として提案した方法（ケース2：線形解析等の結果を参照）の設定の根拠とした。応答結果の評価については、2.3と同様に大型振動台実験[岩着モデル]に対し、ケース1~5による設定によって初期曲げ軸力比を設定した後、時刻歴応答解析を実施し、層間変形角、せん断力、曲率の最大値、時刻歴波形および降伏に至った時刻についてそれぞれ比較、検証した。

表 2.4-1 初期曲げ軸力比の設定に関する検討ケース

ケース	概要
1	非線形解析を収束計算的に複数回繰り返す。
2	等価線形解析結果を参照して設定する。
3	軸力零(純曲げ)として設定する。
4	自重解析の結果を参照して設定する。
5	釣合破壊時の曲げ軸力比として設定する。

(2)解析結果に対する評価

解析結果の評価については、(1)と同様に、初期曲げ軸力比の設定が、耐震性能の照査に用いる物理量である層間変位、せん断力、曲率および断面の降伏判定に及ぼす影響について検討した。

図 2.4-1 に層間変位の時刻歴について、実験結果とケース1~5を比較したものを、図 2.4-2 および図 2.4-3 には、層間変位の最大値とJ値をそれぞれ比較した結果を示す。ケース1~4の設定では層間変位に及ぼす影響は少なく、最大値、J値のいずれも、実験結果を良好に再現している。せん断力および曲率の最大値についても、ケース間での値の差異は少ない(図 2.4-4, 5 参照)。一方、特殊な設定であるケース5では、他のケースとは異なった傾向を示しており、過度に不適切な設定を行うと、解析精度の低下につながることが分かった。

以上の結果から、初期曲げ軸力比として、特殊な設定であるケース5(釣合破壊時軸力)を除いたケース1~4については、ほぼ同様な応答が得られる結果となった。これから、鉄筋コンクリート部材にトリリニアモデルのような復元力モデルを用いる場合の初期曲げ軸力比の設定のためには、必ずしも非線形解析を複数回繰り返すような厳密な方法を用いる必要ななく、等価線形解析結果やフレーム解析によって得られた設計曲げ軸力比や地盤条件等を見比べて設定してもよいといえる。

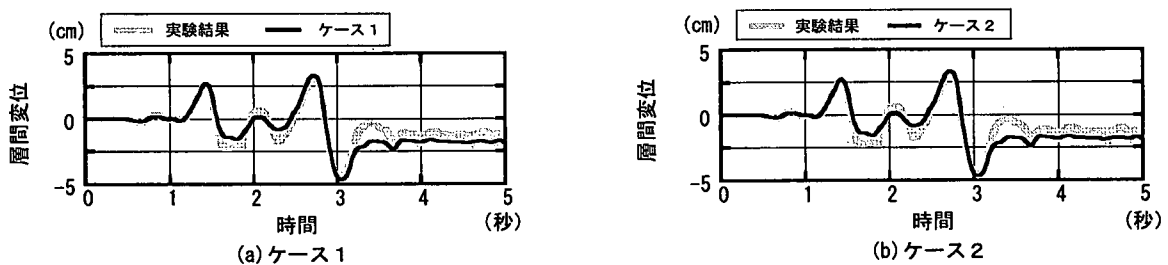


図 2.4-1 層間変位時刻歴の比較

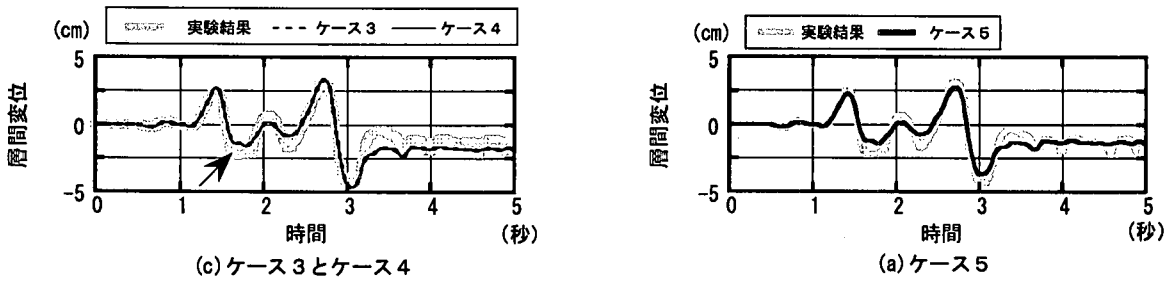


図 2.4-1 層間変位時刻歴の比較 (続き)

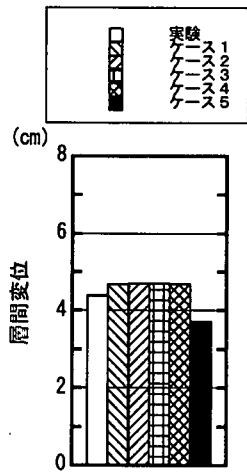


図 2.4-2 層間変位最大値の比較

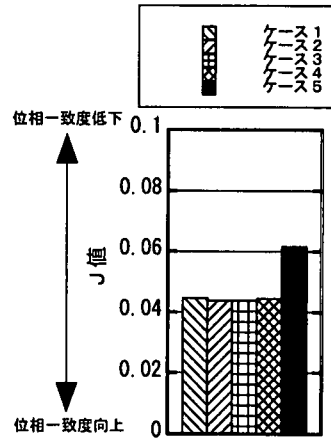


図 2.4-3 層間変位時刻歴波形の J 値の比較

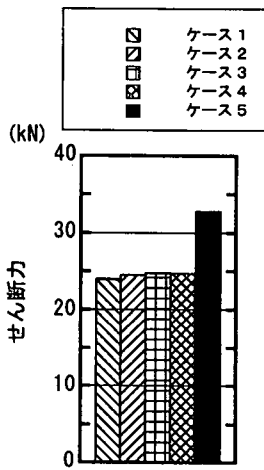


図 2.4-4 せん断力最大値の比較

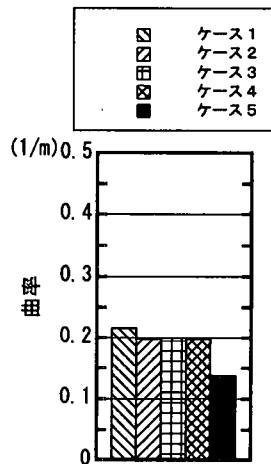


図 2.4-5 曲率最大値の比較

表 2.4-2 降伏した時刻の比較

	降伏時刻 (秒)
実験	1.23
ケース 1	1.25
ケース 2	1.27
ケース 3	1.27
ケース 4	1.26
ケース 5	1.25

3. 鉄筋コンクリートボックスラーメン構造の水平加力試験への適用

3.1 概要

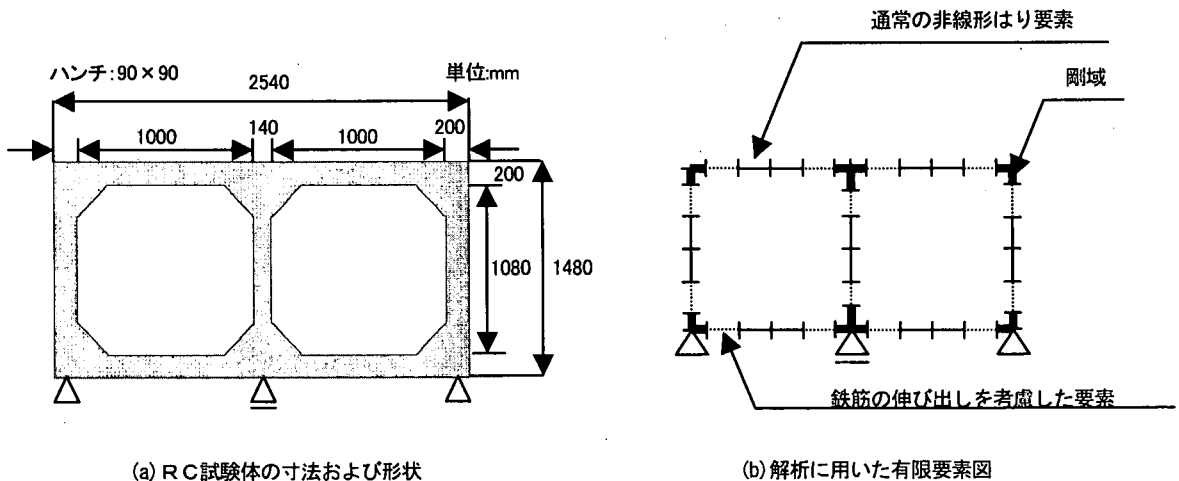
2. では鉄筋コンクリート部材をトリリニアモデルのような復元力モデルで評価する際の、様々な留意事項について考察を行い、実務的な立場に立った合理的な設定の方法を提案した。ここでは、構造物レベルでのこの種の復元力特性の妥当性と解析精度の評価を行う。

原子力発電所の鉄筋コンクリート地中構造物の構造的な特徴は、隅角部を有するボックスラーメン構造のものが多いことにある。また地震時の変形の特徴としては、地盤の変形にほぼ追随し、水平方向のせん断変形が卓越することにある。したがって、鉄筋コンクリート地中構造物に対してトリリニアモデルのような復元力モデルを適用し、構造レベルでの適用性を検証する場合には、これらの特徴を十分考慮することが重要である。このような特徴を詳細に把握するための有効な手段の一つとして、地震時の水平荷重を模擬した集中荷重を頂版端部等に静的に付与する水平加力実験が最近よく実施されてきており、この種の構造物の変形性能が詳細に解明されつつある（例えば、参考文献8）。

本章では、鉄筋コンクリート二連ボックスラーメン構造の水平加力試験⁸⁾に対するシミュレーションを行い、トリリニアモデルのような復元力特性の適用性についての評価を行った。

3.2 解析条件

海水管ダクトを模擬した鉄筋コンクリート二連ボックスラーメン構造（実規模の1/3.5程度）に対する水平加力実験⁸⁾を解析の対象とした鉄筋コンクリート試験体の概要を図3.2-1(a)に示す。試験体の設置条件としては、実際の設置条件（岩盤上に設置）と「旧マニュアル」⁹⁾で示されているフレーム解析時の境界条件を勘案し、図中に示すような支持条件としている。



(a) RC試験体の寸法および形状

(b) 解析に用いた有限要素図

図 3.2-1 RC試験体の概要

水平加力実験の概要を図3.2-2(a)に示した。想定される土被りに相当する軸力を鉛直方向部材頂部から作用させ、地震時水平方向荷重を模擬した頂版端部への集中荷重を単調または正負交番に载荷させた。図3.2-2(b)には、実験ケース（ケース1～4）の概要を示した。载荷条件（単調载荷／正負交番载荷）、想定した土被り厚さ（20m/5m）、破壊モード（曲げ破壊／せん断破壊）をパラメータにして、ケース1～4を設定している。

図3.2-1(b)に解析に用いた要素分割を示している。隅角部では「示方書〔構造性能照査編〕」で規定する剛域の設定に則って、剛域長（剛域とする要素の長さ）を定めた。剛域要素以外の要素では、トリリニアモデル（軸

力変動型)を適用し、鉄筋コンクリートはりの曲げの復元力特性をモデル化した。また、隅角部近傍における軸方向鉄筋の伸び出しについては、本マニュアルで示す方法でその影響について考慮した。なお、トリリニアモデルの設定にあたっては、コンクリートの収縮ひずみの影響、横補強筋による拘束効果についても考慮したが、引張硬化の影響については考慮していない。

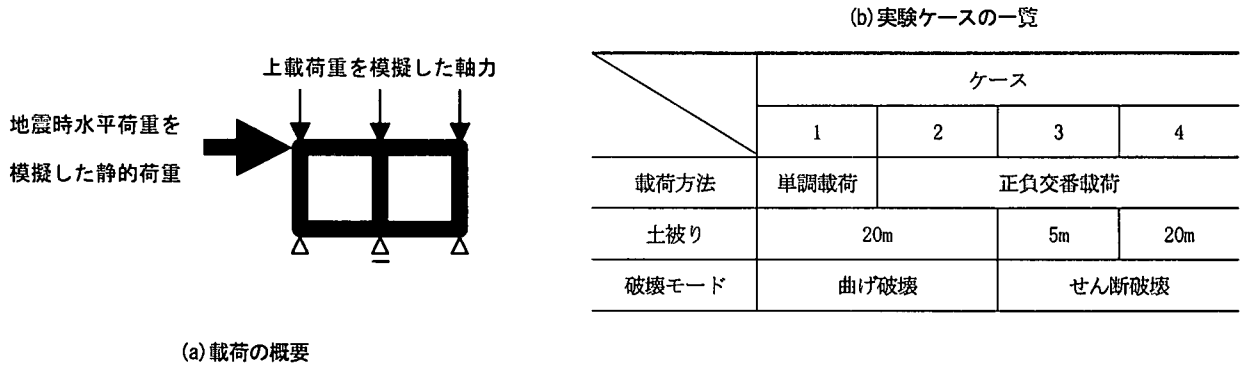


図 3.2-2 水平加力実験の概要⁹⁾

3.3 解析結果に対する評価¹⁰⁾

図 3.3-1 に、ケース 1 に対する解析結果の一部として、試験体の損傷(断面降伏)の分布について示す。図 3.3-2 および図 3.3-3 では、ケース 1~4 において、トリリニアモデルの設定方法の差異が解析結果に及ぼす影響を、荷重-層間変形角曲線によって比較している。これらから、トリリニアモデルの設定時に曲げに関する非線形性以外(鉄筋の伸び出し、コンクリートの収縮ひずみ、横補強筋の拘束効果)を考慮することにより、以下のような項目について解析結果の改善が図られることが分かる。

- ① ひび割れ発生、断面降伏が生じる変形域(層間変形角で 1.0%未満の範囲)での構造物全体のせん断剛性の低下の推移が、ほぼ模擬されている。曲げのみの非線形性を考慮した場合には、全体せん断剛性をやや過大に評価するために、変形が小さい段階で断面が降伏したと判定される傾向にある。しかし、伸び出し等を考慮することにより、より正確に断面降伏等を判定される。非線形解析であるため、重ね合わせが成立しないことから厳密な議論はできないが、曲げ以外の非線形性の中では、横補強筋による拘束効果が解析結果の改善に最も寄与している。地震時における実地盤のせん断ひずみの最大値は 1.0%程度であることから見ても、この領域の解析精度は重要である。
- ② 荷重の最大値については、実験結果と比べてやや過小に評価する傾向にある。これは、引張硬化の影響を考慮していないことによるものと考えられる。しかし、耐震性能は変形による照査が行われるため、これは設計上安全側の結果を与える。
- ③ 層間変形角で 1.0%以降、全体せん断剛性はほぼ零となっているが、曲げのみの非線形性を考慮した場合には、わずかに剛性を有する結果となっており、実験結果とは異なる傾向を示している。
- ④ 解析の対象とした実験では、荷重は単一であるため、荷重-変位曲線がほぼ再現されていることから、おのおのの部位に発生している断面力および曲率についてもほぼ一致しているものといえる。
- ⑤ 図中には併記した材料非線形解析結果と比較すると、層間変形角で 1.0%程度までについては、ほぼ同様な結果を辿っており、それ以降についても、剛性が負値に至るまでについては、荷重の値がやや過小に評価することを除き、ほぼ実験結果を再現している。

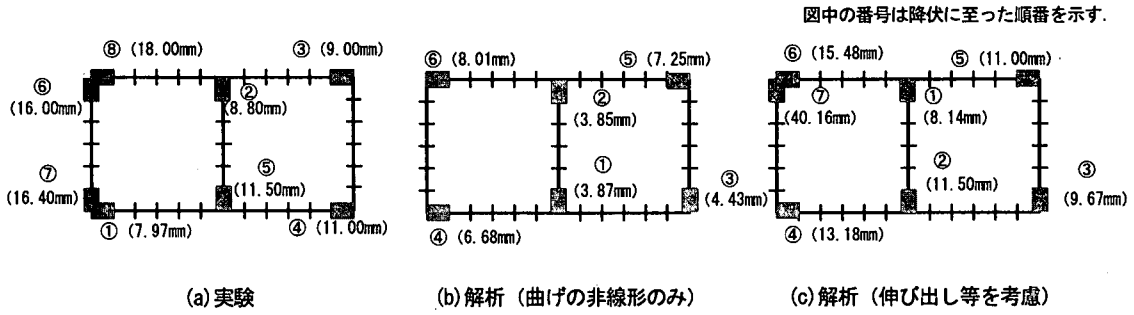


図 3.3-1 試験体の損傷分布の比較 (ケース1)

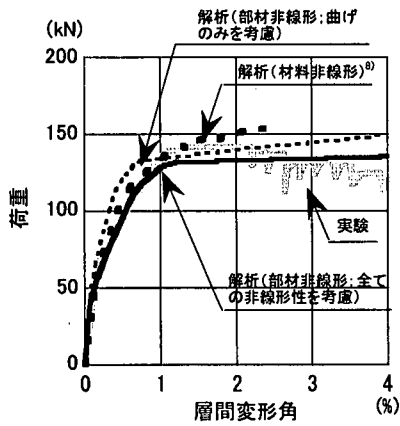
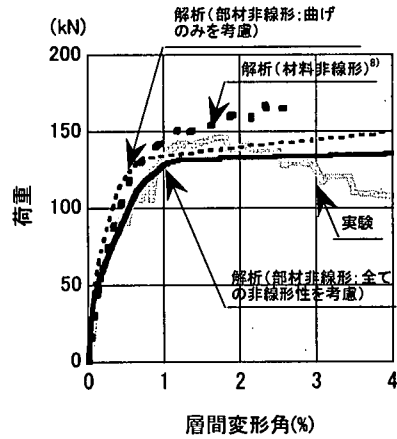
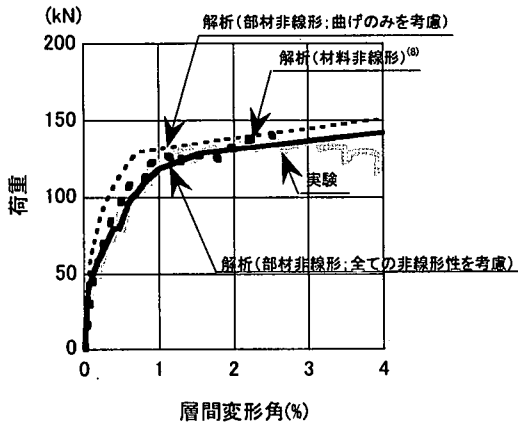


図 3.3-2 解析結果 (ケース1)

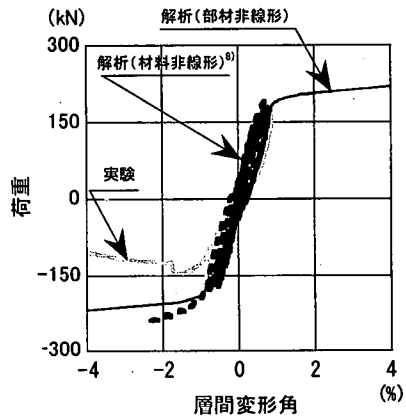


(a) ケース2

図 3.3-3 解析結果 (ケース2~4)



(b) ケース3



(c) ケース4

図 3.3-3 解析結果 (ケース2~4)

図 3.3-3 に、ケース1 (単調載荷, 土被り 20m 相当, 曲げ破壊型) に対する解析結果を踏まえた, 正負交番載荷実験に対する解析の結果を示す. 曲げ破壊型の実験に対するケース2および3に対しては, 荷重の最大値をやや過小に評価する結果となっているが, それ以外については, ほぼ実験結果を再現している. ケース4についてはせん断破壊が先行することから, 復元力特性では考慮していない非線形な挙動が生じているため, 実験結果が再現されてはいない.

以上の考察から、曲げ破壊が先行する場合（ケース1～3）については、引張硬化の影響を考慮していないために荷重の最大値をやや過小に評価するものの、それ以外については、ほぼ実験結果が再現されている。一方、せん断破壊が先行する場合（ケース4）については、復元力および履歴共に実験結果が再現されていない。

4. 地盤－構造物間の境界部のモデル化について

4.1 概要

地中構造物は、地盤を介して様々な荷重を受けることが特徴である。主なものとしては、①構造物上方地盤中の応答加速度が転化し、頂版部材表面に作用するせん断応力、②構造物内部に発生する慣性力、③側壁に作用する動土圧が挙げられ、上載土がない半地下構造物でなければ、①が卓越して構造物の変形に寄与することが知られている。そこで、ここでは、地盤－構造物間の境界部のモデル化の中で最も重要な①に着目し、地盤－頂版部材間のモデル化が構造物全体の変形挙動に及ぼす影響について、実験結果との対比により考察した。次に、構造物が岩盤上に設置される場合の岩盤－底版部材間の境界条件のモデル化に対して同様な考え方で評価し、せん断力等の合理的評価について考察した。

4.2 地盤－頂版部材間の境界条件について

「4.1 概要」で述べたように、一般に地中構造物の地震時応答特性には、構造物上方の地盤中に発生する応答加速度が転化することによって頂版部材表面に作用するせん断応力が最も寄与する。したがって、地盤－頂版部材間の境界条件のモデル化は、地中構造物の地震時応答特性の解析精度を左右する重要な項目である。また、照査に用いる地震動の種類、地盤および構造物のせん断剛性の大小関係等が関連し合い、剥離・すべり等の複雑な現象を生じることがあることから、これらの現象を的確に評価することが、境界部のモデル化の要点であるといえる。

地盤－構造物間の境界部での挙動（剥離・すべり）を比較的簡便に評価する実績のあるモデルとして、ジョイント要素（図4.2-1参照）がある。式(4.2-1)は、ジョイント要素におけるすべりの開始を規定するためによく用いられている Mohr-Coulomb の摩擦則である。この構成則を用いる場合、式中の摩擦角の値をどう定めるかが、最も重要であるが、地盤－頂版部材間にジョイント要素を適用する場合には、以下の2種の設定が挙げられる。

- ① 地盤の内部摩擦角を摩擦角とする。
- ② 地盤の内部摩擦角の係数倍(2/3等)を摩擦角とする。

①は、構造物間近傍の地盤で、局部的にすべり破壊が生じているとの知見に基づき、この現象をごく簡便に評価する立場に立ち、ジョイント要素における摩擦角として地盤の内部摩擦角を用いるものである。

②は、参考文献11の規準等に則って定めるものである。

$$\tau_f = c - \sigma \tan \phi \quad (4.2-1)$$

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

ϕ ：摩擦角

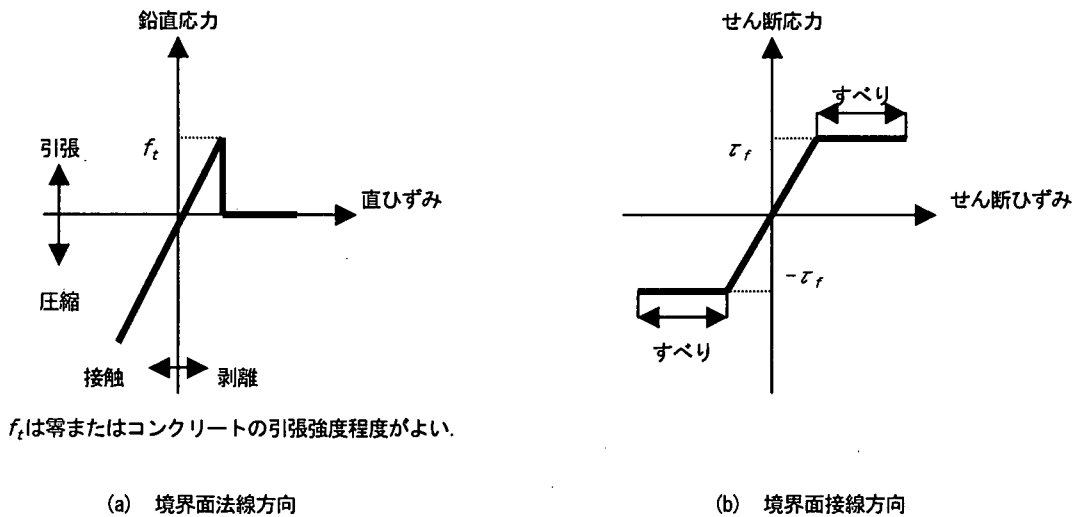


図 4.2-1 ジョイント要素の概念図¹²⁾

これらの設定が地中構造物の地震時応答特性に及ぼす影響について、技術資料Ⅱで示した大型振動台実験〔非岩着モデル〕を具体的な例にとって考察する。図 4.2-2 は、振動台実験において頂版部材の中央部に設置した壁面すべり計によって計測された頂版部材近傍における地盤と構造物の相対変位、すなわち解析において、当該部位におけるジョイント要素のすべりの時刻歴の解析結果を比較して示したものである。なお、ジョイント要素については、上記①および②（ここでは、参考文献 7）道路橋示方書により、地盤の内部摩擦角の 2/3 の値とした）による 2 つの結果を分けて示している。これから、①の設定の場合（図 4.2-2(a) 参照）には、解析においては、すべりがほとんど生じていない解析結果になっており、実験結果との対応は良くない。一方、②の設定の場合（図 4.2-2(b) 参照）には、実験と解析で評価位置が一致していないためすべり量は再現されていないものの、すべりが開始する時刻は、ほぼ再現されていることが分かる。また、各設定に対する層間変位の時刻歴を同様に比較したものを図 4.2-3 に示す。頂版部材表面におけるすべりが評価されている②の場合（図 4.2-3(b) 参照）では、①の場合（図 4.2-3(a) 参照）と比べ、解析結果が改善され、実験結果に近づく結果となっている。図 4.2-4、図 4.2-5 は、これをより定量的に評価したものである。①の設定の場合についても、層間変位の最大値は②の設定の場合に比べて、解析精度がやや劣るものの、時刻歴波形の一致度（J 値）についてはほぼ遜色ない値となっていることから、最大値以外の解析精度については、同等であると判断される。

以上から、地盤－頂版部材間の境界部をジョイント要素にてモデル化する場合、その摩擦角としては、地盤の摩擦角の 2/3 程度の値で設定することがよいことが分かった。

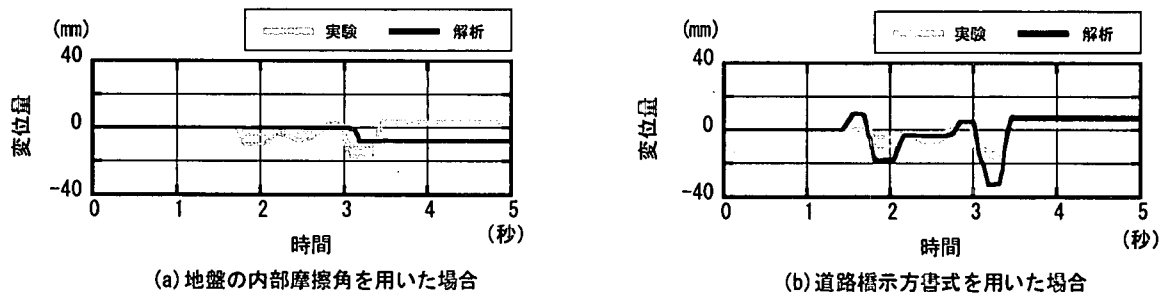


図 4.2-2 頂版中央部におけるすべり変位の推移(大型振動台実験 [非岩着モデル])

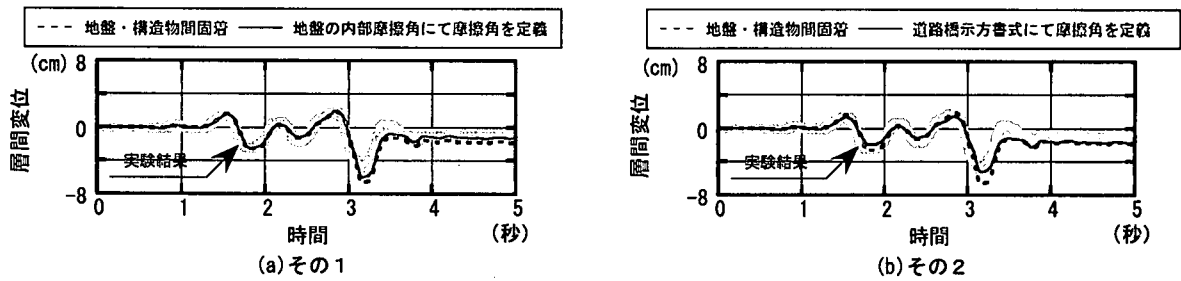


図 4.2-3 層間変位時刻歴の比較(大型振動台実験 [非岩着モデル])

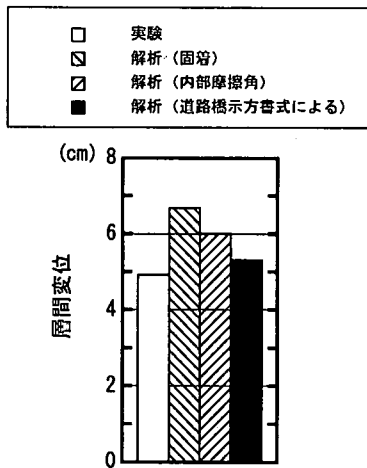


図 4.2-4 層間変位最大値の比較
(大型振動台実験 [非岩着モデル])

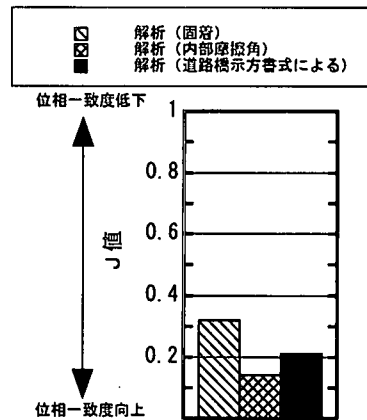


図 4.2-5 層間変位時刻歴のJ値の比較
(大型振動台実験 [非岩着モデル])

4.3 岩盤-底版部材間の境界条件について

(1) 解析の概要

4.2 で、地盤-構造物間にジョイント要素を設置する場合の摩擦角の設定について実験結果と比較しながら考察した。ここでは、その考え方をうい、岩盤-底版部材間の境界部の適切なモデル化について考察する。

地中構造物は、常時および地震時における安定性を十分に確保するために、一般に岩盤上に設置されることが多い。岩盤-底版部材間は、一般に完全に固定されてはならず、均しコンクリートでレベリングされている場合

が多いことから、解析時に岩盤・底版部材間を完全に一体化した条件でモデル化することは、必ずしも現実を忠実に再現しているとはいえない。そこで、①岩盤－底版部材間を完全に一体化した場合、および②岩盤－底版部材間をジョイント要素で評価し、境界面での不連続な挙動を考慮した場合のそれぞれについて、実規模構造構造物に対する地盤－構造物連成系地震応答解析を実施し、応答に及ぼす影響を調べた。

実規模レベルの地中構造物に関する代表的なモデルとして、「技術指針 4601-1987」に提示されている取水ピットを用いることとする。図 4.3-1、図 4.3-2 に取水ピットの概要を示す。また、周辺地盤の初期物性を図 4.3-3 に、解析に用いた有限要素分割図を図 4.3-4 に示す。地震応答解析に用いた検討用地震動を図 4.3-5 に示す。

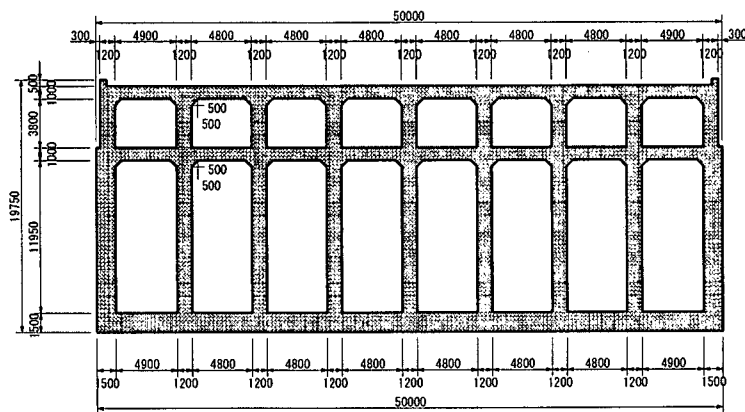


図 4.3-1 「技術指針 4601-1987」に提示されている取水ピットモデルの全体構造図

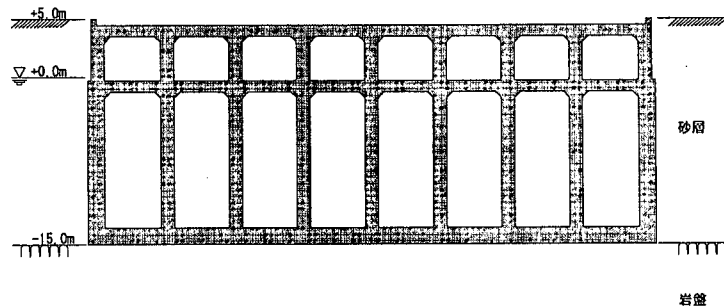


図 4.3-2 「技術指針 4601-1987」に提示されている取水ピット周辺の地質条件

層番号	単位体積重量	ポアソン比	S波速度	せん断弾性定数の初期値	減衰定数の初期値
	γ (kN/m ³)	ν	V_s (m/sec)	G_0 (kN/m ²)	h_0 (%)
①	17.7	0.40	300	162,000	2.0
②					
③ ④ ⑤ ⑥	19.6	0.48	300	180,000	2.0
⑨ ⑩ ⑪ ⑫	19.6	0.33	700	980,000	2.0

図 4.3-3 地盤の初期物性値

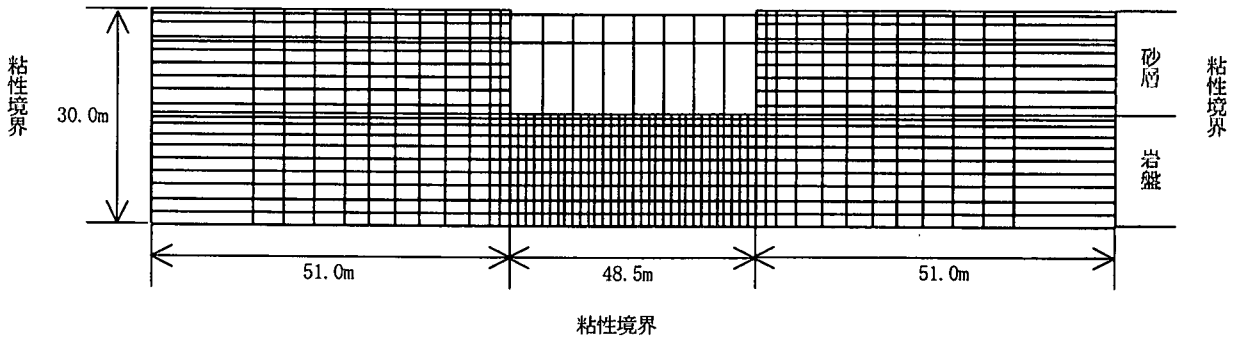


図 4.3-4 解析に用いた有限要素分割図

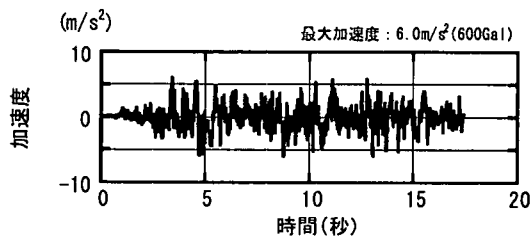


図 4.3-5 検討用入力地震動の時刻歴波形 (水平方向成分)

(3) 解析結果の検討

図 4.3-6 に、地盤-構造物間にジョイント要素（摩擦角は基本的な考え方に立って地盤の内部摩擦角とした）を設定した場合の各部位に発生した剥離およびすべり量の最大値の分布を示す。底板に比べると、側壁表面にお

いて、剥離、すべりが大きく発生している結果となっている。表 4.3-1 は、図 4.3-6 を補足する意味で、底版の左右端部において生じたすべり量の最大値を示したものである。これから、底版にて生じたすべり量が側壁部に比べると相対的に局所的でかつ微小であることが分かる。

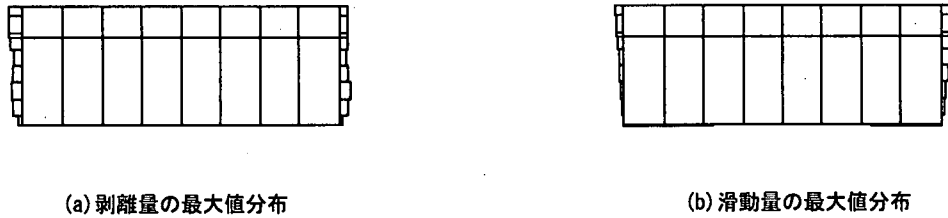


図 4.3-6 地盤・構造物間における剥離量およびすべり量の最大値分布

表 4.3-1 底版の左右端部におけるすべり量の最大値

部位	滑動量の最大値(mm)				平均値 (mm)
	0.300	0.405	0.699	0.412	
底版左端の要素	0.300	0.405	0.699	0.412	0.454
底版左端から一つ内側の要素	0.325	0.257	0.152	0.092	0.207
底版右端の要素	0.031	0.092	0.194	0.263	0.145
底版右端から一つ内側の要素	0.348	0.523	0.444	0.306	0.405

次に、構造物の応答に及ぼす影響について考察する。図 4.3-7 および図 4.3-8 には、構造物全体の層間変位の時刻歴とその最大値を比較したものをそれぞれ示す。また、図 4.3-9 には、底版部材において発生したせん断力の最大値について比較したものを示す。地盤-構造物間の剥離・すべりを考慮したジョイント要素を設置することにより、層間変位、せん断力の最大値が低減される結果となっている。また、図には部材を等価線形モデル(50%剛性)で表して同様に解析をした場合の結果についても併せて示している。これから、トリリニアモデルのような復元力モデルでは、一般にせん断に関する非線形性を直接考慮してはいないものの、最大せん断力が大きく低減される。底版と岩盤との間が実際には完全に一体化していると考えerことは非現実的であり、ここで示す非線形挙動を考慮した解析を行うことが妥当と考えられる。

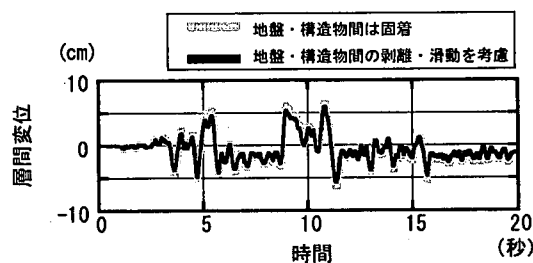


図 4.3-7 層間変位時刻歴の比較

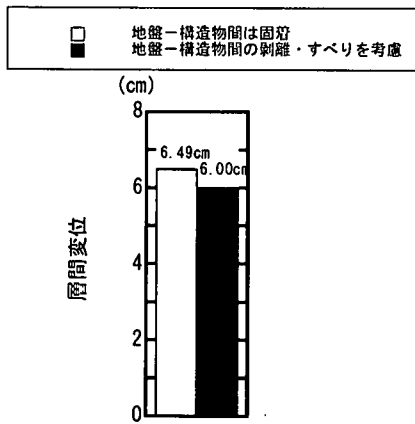


図 4.3-8 層間変最大値の比較

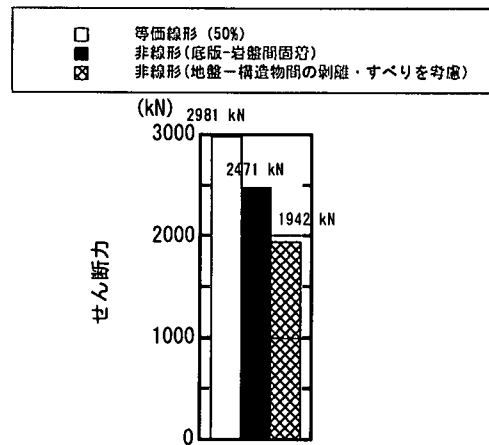


図 4.3-9 最大せん断力の比較

5. 地盤-構造物連成系の動的載荷実験への適用¹³⁾

5.1 概要

4. までの鉄筋コンクリート部材をトリリニアモデルのような復元力モデルで表す場合の様々な留意事項および地盤-構造物間の剥離・すべりの簡便なモデル化と構造物の動的応答へ及ぼす影響について考察した。本章では、これらの知見を踏まえ、技術資料Ⅱに示す大型振動台実験による地盤-構造物連成系の動的載荷実験に対する時刻歴応答解析を実施し、その適用性について全般的に考察した。

5.2 解析条件

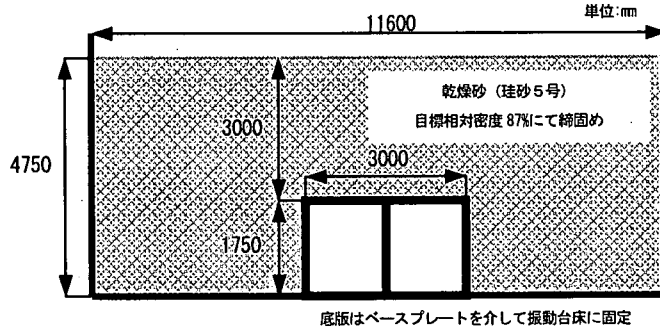
(1) 岩着モデル

大型振動台実験〔岩着モデル〕における試験体の設置概要と、解析に用いた有限要素分割図を図 5.2-1 に示す。岩着モデル実験を計画の位置づけは、実構造物が、通常岩盤上に設置されていることを模擬したもので、地中において動的荷重を受ける鉄筋コンクリートボックスラーメン構造物が、確実に降伏することを目標として実験を計画している。よって、振動台の加振能力やせん断土槽の寸法からみて、試験体に曲げによる損傷ができるだけ生じやすくするように、底版をせん断土槽の床に完全固定し、3.0mの土被りを設定している。

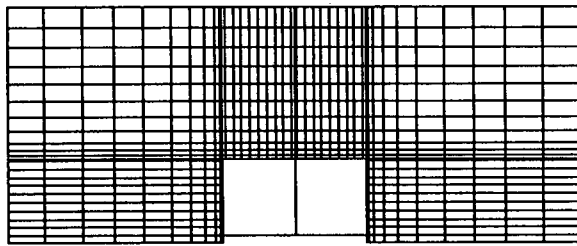
解析用の構造モデルは、せん断土槽の寸法によって有限要素を構成している。ここで、構造物の底版部材は、実験に対応させて底部境界に完全に固定した。また、地盤の側方境界は多点拘束（左右の鉛直方向同一レベルの節点の水平方向変位を同一に制御）とし、せん断土槽の構造的特徴を簡便に模擬した。また、実験では非常に大きな動的荷重（最大加速度 10m/s^2 (1000Gal) 程度）が付与されることから、せん断土槽側方の枠の慣性力の影響が地盤および構造物に対して無視し得ないと考え、地盤側方境界面の節点に付加質点を設けた（解析モデルが二次元要素であるため、付加する質点は単位奥行き長さの質量に相当）。

さらに、4. で考察した結果に基づき、地盤-構造物間の境界にはジョイント要素を設置し、境界部における剥離・すべりを簡便に考慮した。鉄筋コンクリート部材はトリリニアモデル（軸力変動型）でモデル化した。トリリニアモデルの特性点の設定に際しては、横補強筋によるコンクリートの拘束効果やコンクリートの収縮ひずみの影響を考慮し、また、隅角部近傍の要素においては、軸方向鉄筋の伸び出しの影響についてマニュアルに示す

ような方法で考慮している。地盤要素については、全応力・履歴型のR-0モデルを適用している。せん断ひずみの最大値近傍（数%程度）のせん断剛性低下率が最も精度良く評価できるように、別途実施した室内実験結果を回帰するように各パラメータを設定した。さらに、ここでは鉛直方向拘束圧の影響を考慮している。図5.2-2には、解析に用いた入力加速度波形を示す（最大値は1127Gal）。図5.2-3に拘束圧20kPa時の初期時に対するせん断剛性比と減衰比のひずみ依存曲線を示す。



(a) 岩着モデルの試験体の埋設状況



(b) 解析に用いた有限要素分割

(c) 解析モデル中の各種境界条件

側方境界	水平ローラ
	多点拘束
	土槽枠の慣性力を考慮する付加質量を設置
底部境界	完全固定
地盤-構造物間	剥離・すべりを考慮したジョイント要素を設置

図 5.2-1 大型振動台実験【岩着モデル】の概要

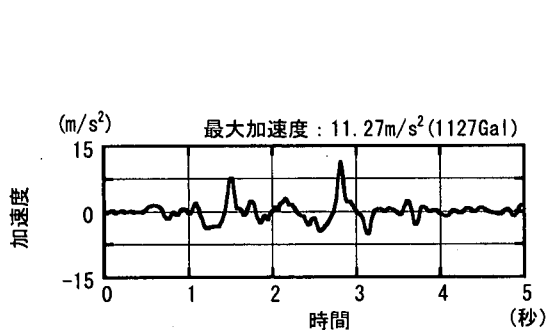


図 5.2-2 解析に用いた入力加速度波形

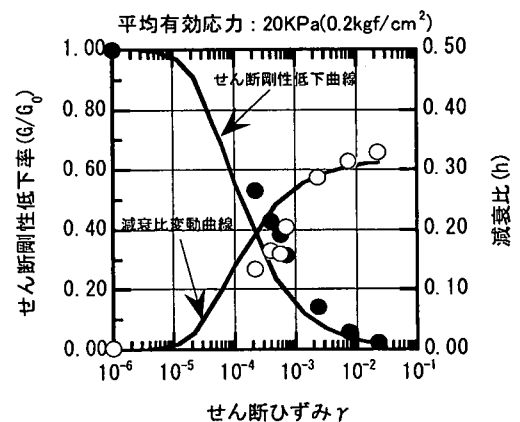


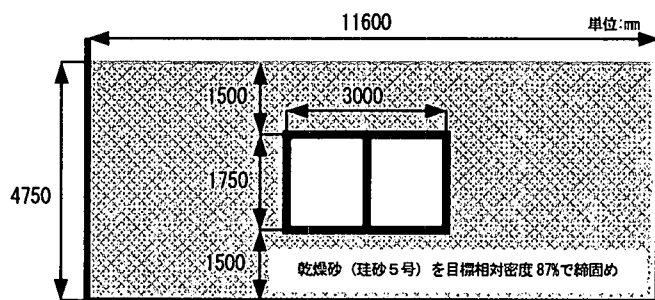
図 5.2-3 地盤の動的特性とR-0モデル

(2) 非岩着モデル

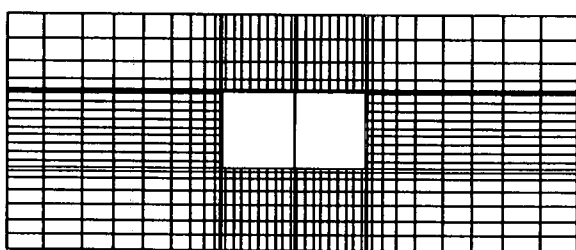
大型振動台実験【非岩着モデル】における試験体の設置概要と、解析に用いた有限要素分割図を図5.2-4に示す。非岩着モデルは、構造物が比較的剛性の小さい地盤上に設置された場合を模擬したものである。土被りが岩

着モデルの半分であること、底版が固定されていないことから、構造物の挙動等は岩着モデルのそれに比べるとやや複雑になることが予想される。

解析モデルの構成については、岩着モデルの場合と同様である。図 5.2-4 に非岩着モデルの実験概要と解析に用いた有限要素分割図を、図 5.2-5 に解析に用いた入力加速度波形を、図 5.2-6 に地盤要素のモデル化に用いた初期時に対するせん断剛性比と減衰比のひずみ依存曲線をそれぞれ示す（最大値は 1041Gal）。



(a) 非岩着モデルの試験体の埋設状況



(b) 解析に用いた有限要素分割

(c) 解析モデル中の各種境界条件

側方境界	水平ローラ
	多点拘束
	土槽枠の慣性を考慮する付加質量を設け
底部境界	完全固定
地盤-構造物間	剥離・すべりを考慮したジョイント要素を設け

図 5.2-4 大型振動台実験 [非岩着モデル] の概要

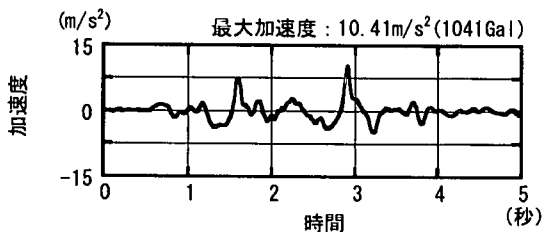


図 5.2-5 解析に用いた入力加速度波形

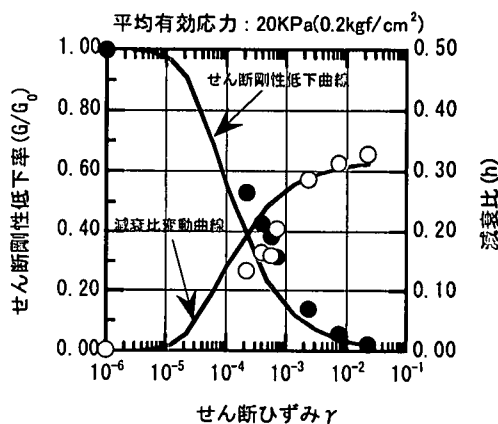


図 5.2-6 地盤の動的特性と Ramberg-Osgood モデル

5.3 解析結果に対する評価

(1) 岩着モデル

層間変位およびトリリニアモデルの第 1 および第 2 特性点を規定する曲げひび割れおよび断面降伏の判定等に

ついて検証する。

図 5.3-1 に、層間変位の時刻歴とその最大値について、実験結果と比較したものをそれぞれ示す。これから分かるように、解析結果は、層間変位時刻歴の波形および最大値を評価し、実験結果を良好に再現しているといえる。

図 5.3-2 にはトリリニアモデルの第 1 特性点として定義した曲げひび割れ発生点の検証を目的に、構造物の最終的なひび割れ分布を実験結果と比較したものを示している。ひび割れの発生はごく初期の段階の非線形現象である。しかし、トリリニアモデルでは、断面降伏を規定する第 2 特性点と共に、ひび割れ発生後から断面降伏までの曲げ剛性を規定することから、地震荷重のような不規則な動的荷重を受ける際の鉄筋コンクリート部材の履歴特性を正確に評価するためには重要である。実際の鉄筋コンクリート部材には、曲げやせん断、乾燥などによるコンクリートの収縮、塩害などによる鉄筋の腐食などの様々な原因によってひび割れが発生するため、曲げに起因するひび割れのみを考慮したトリリニアモデルは正確にこれらの性状を表現することには無理がある。しかし、振動台実験に用いられた試験体を構成する鉄筋コンクリート部材は、①部材長さ L に対する部材厚さ H の比 (H/L) の値が 17.5 と非常に大きく、また塑性が集中する隅角部近傍においては十分なせん断補強筋が配置されて部材に発生するせん断変形は非常に小さく、これに起因するひび割れは発生しない、②別途実施した材料実験の結果、試験体の製作に用いたコンクリートに発生した収縮ひずみは $300 \sim 500 \times 10^{-6}$ 程度であり、部材表面において収縮によるひび割れの発生する可能性はある。しかし、このようなひび割れは基本的に曲げ系の変形に寄与するもので、大変形域を対象とする場合には無視できる、③試験体中の鉄筋が腐食するなどの耐久性が損なわれることはあり得ない、等から、振動台実験後に試験体に観察されたひび割れは、ほぼ曲げに起因したものと見てよい。

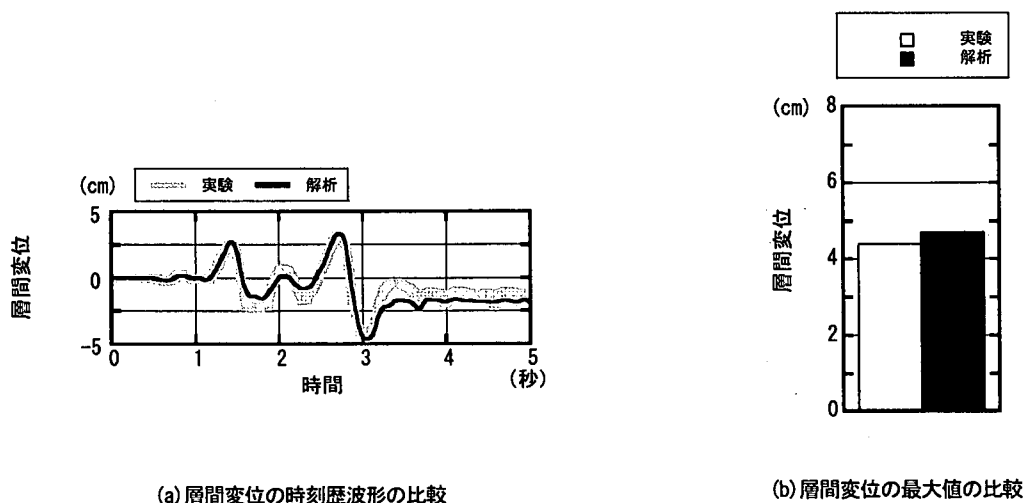


図 5.3-1 層間変位の比較

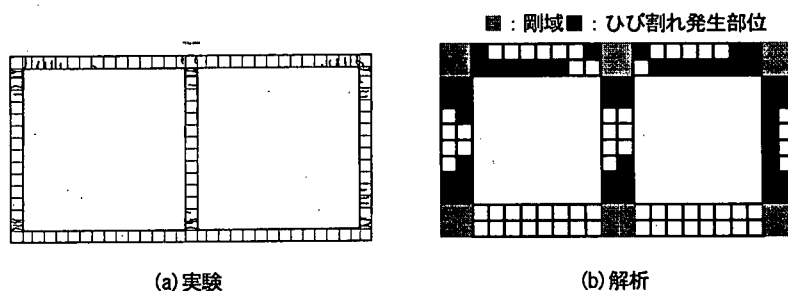


図 5.3-2 構造物に生じた最終的なひび割れ分布の比較 (岩着モデル)

図 5.3-3 は、トリリニアモデルにおける断面降伏の判定精度を検証することを目的に、実験および解析結果を比較したものである。実験では、軸方向鉄筋のひずみ値を降伏点ひずみで除して無次元化した値の時刻歴を示している。一方、解析では、曲げモーメントを降伏時曲げモーメントで除して無次元化した値の時刻歴を示している。トリリニアモデルのような復元力モデルにおいても、応答解析結果を整理し、断面解析を実施すれば、断面内の主要な応力、ひずみの値（引張鉄筋ひずみ、圧縮縁コンクリートひずみ）を算出することは可能である。しかしこれらは必ずしも応答解析の一次応答値ではないこと、断面解析を行うことはやや煩雑な作業となることから、上記のような降伏時曲げモーメントで無次元化した値による降伏判定の方が適切であると考えたのである。図中で実験は、降伏後大きな値のひずみを記録しているため、グラフ中のスケール外の値を示しているものの、断面が降伏する時刻については、両者の結果は良く一致していることが分かる。

図 5.3-4 では、試験体全体における降伏した部位の分布を変形の向きで分けて比較したものである。降伏した部位の分布が解析において良好に再現されていることが分かる。より厳密にみると、降伏した部位の順序は、必ずしも一致していない。これは、①これらの断面の降伏現象は、1.3秒付近の0.05秒間に、全ての隅角部でほぼ同時に生じていること、②コンクリートの乾燥収縮やブリージングのような複雑な現象が、鉄筋コンクリート部材中のコンクリートの物性にわずかに影響を与えた、ことが原因と考えられる。しかし、②が原因による降伏の順序が、構造物全体の挙動には有為な影響を及ぼさないことから、これらの差異については、耐震性能を照査する上では問題はないと考えてよい。以上の考察から、トリリニアモデルの特性点の中で最も重要な第2特性点である断面降伏が、実務上十分な精度で解析できることを確認した。

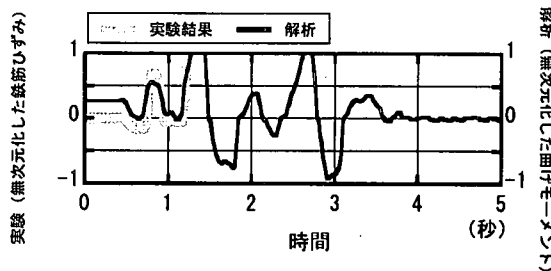


図 5.3-3 降伏判定の検証

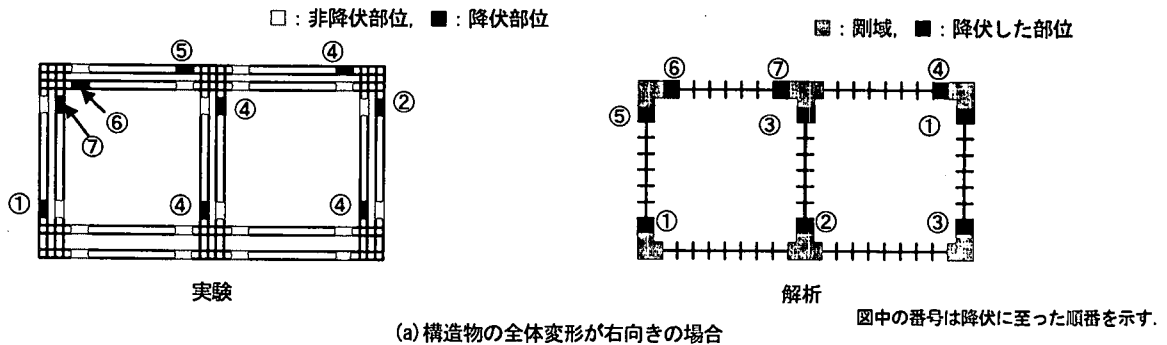
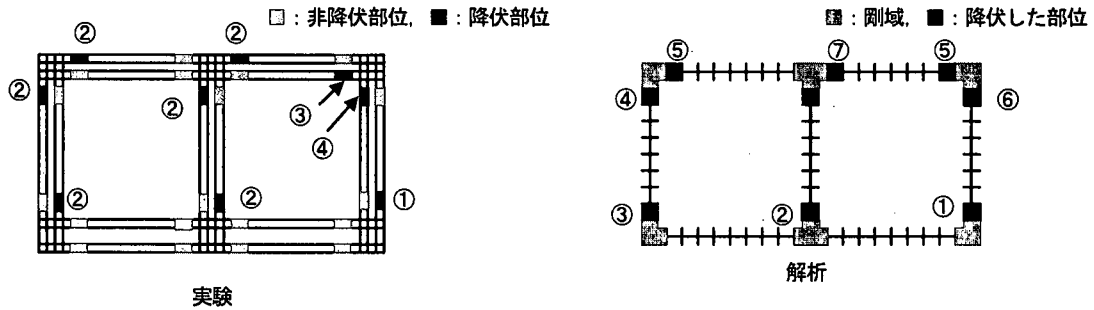


図 5.3-4 降伏に至った部位の分布の比較（岩着モデル）

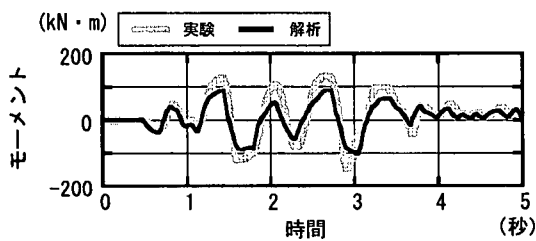


(b) 構造物の全体変形が左向きの場合

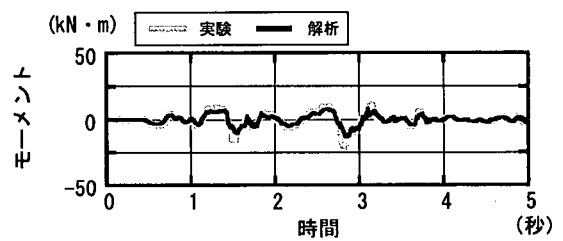
図 5.3-4 降伏に至った部位の分布の比較 (岩着モデル) (続き)

次に、構造物の変形に及ぼす各種荷重の影響の程度について考察する。地中構造物は、地震時に複数の荷重を受けることがその特徴の一つである。その主なものとしては、①構造物上方地盤中の応答加速度が転化し、頂版部材表面に作用するせん断応力、②構造物内部に発生する慣性力、③側壁に作用する動土圧が挙げられ、上載土がない半地下構造物でなければ、①が卓越して構造物の変形に寄与するとされている。ここでは、上記①～③が構造物全体の変形挙動に及ぼす影響の程度を底版中央部における転倒モーメントに換算して定量的に評価した。

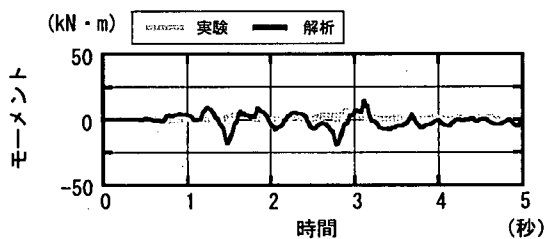
図 5.3-5 に各種荷重による転倒モーメントの時刻歴を実験結果と比較した結果を示す。これから、①頂版部材表面に作用するせん断応力および②構造物内部に発生する慣性力については、良好に実験結果を再現していることが分かる。一方、側壁部材に作用する動土圧については、地盤要素の構成則 (R-O モデル) において、地盤のダイレイタンスの影響を考慮していないため、その転倒モーメントについても、時刻歴波形および最大値が再現されていない。しかし、各荷重が構造物全体の変形に及ぼす影響度合いとしては、圧倒的に①頂版部材に作用するせん断応力であり、次いで②構造物内部に慣性力であることから、側壁部材に作用する動土圧については、解析精度は良好とはいえないものの、実務上は支障ないものといえる。



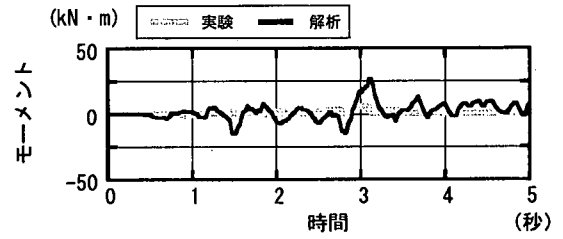
(a) 頂版に作用するせん断力による転倒モーメント



(b) 慣性力による転倒モーメント



(c) 左側壁に作用する動土圧による転倒モーメント



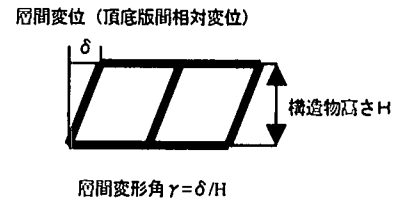
(d) 右側壁に作用する動土圧による転倒モーメント

図 5.3-5 構造物に作用する主な荷重による転倒モーメント時刻歴 (岩着モデル)

最後に、これらの結果を総括し、トリリニアモデルのような復元力モデルを用いて、地中構造物の耐震性能を照査する時に用いる指標について考察した。表 5.3-1 に照査のために用いられるものと想定される指標をいくつか取り上げ、その解析精度について比較している。これから分かるように、降伏時における層間変位および応答塑性率の解析精度は良好とはいえない。これは、①地盤モデルの構成則として用いた R-0 モデルは、せん断ひずみの最大値近傍（この場合数%程度）の解析精度を最優先して係数を設定しているため、断面降伏時レベルのせん断ひずみレベルにおけるせん断剛性低下率の精度は必ずしも良好ではないこと、②鉄筋コンクリート部材の復元力モデル設定時に引張硬化の影響を考慮していないため、降伏点近傍の曲げ剛性をやや過小に評価している、ことが理由として考えられる。一方、層間変位の最大値およびこれを無次元化した層間変形角の解析精度は良好であり、耐震性能を照査するための指標として実務的に十分な精度を有することが検証されたといえる。

表 5.3-1 変形による耐震性能照査に用いる各種指標の解析精度の比較

指標	(記号)		実験	解析
降伏時の層間変位	δ_y	(cm)	0.39	0.67
層間変位の最大値	δ_{max}	(cm)	4.90	4.80
応答塑性率	δ_{max}/δ_y	-	12.60	7.12
層間変形角の最大値	δ_{max}/H	(%)	3.63	3.56



(2) 非岩着モデル

岩着モデルの場合と同様に、層間変位およびトリリニアモデルの第1および第2特性点を規定する曲げひび割れ、および断面降伏の判定等に関する解析精度について検証する。

図 5.3-6、図 5.3-7 に、層間変位の時刻歴とその最大値について、実験結果と比較したものをそれぞれ示す。トリリニアモデルのような復元力モデルによる解析では、層間変位の時刻歴およびその最大値を良好に再現している。一方、材料非線形モデルでは、層間変位の最大値を過小に評価するなど、実験結果を正確に再現するには至っていない。これにより、岩着モデルの結果の評価時に行ったせん断力および曲率の検証は、材料非線形モデルの結果との比較によって代替していたので、ここでは実施しない。

図 5.3-9 には、最終的なひび割れ分布について、実験結果と比較したものを示している。前項で考察したように、試験体に発生したひび割れの原因は曲げのみに限定される。また、岩着モデルと同様に、隅角部が全て降伏した後、側壁には常に圧縮されるような動土圧が発生するが、解析では地盤のダイレイタンスの影響を考慮してないため、このような動土圧の特徴を再現することはできない。しかし、解析結果は、全体的にひび割れ発生の分布を良く再現しており、トリリニアモデル中の第1特性点（曲げひび割れ発生）の設定が妥当であることが検証された。

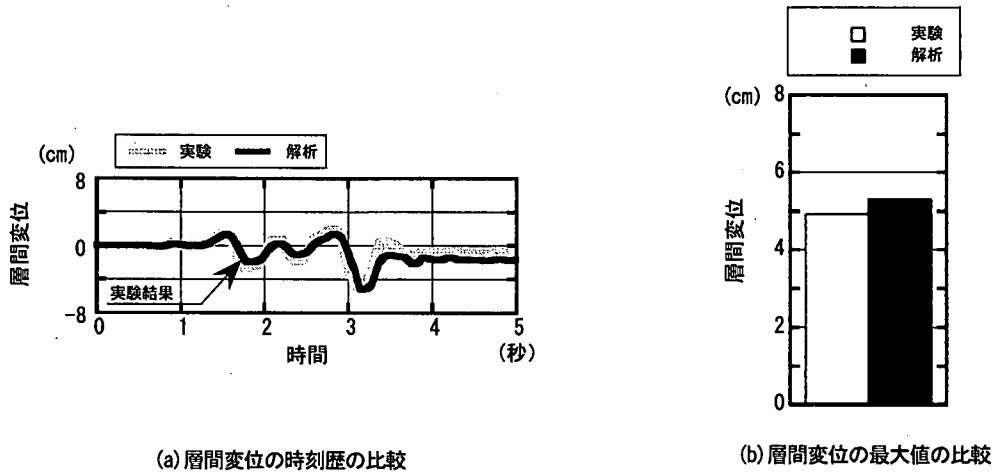


図 5.3-6 層間変位の比較

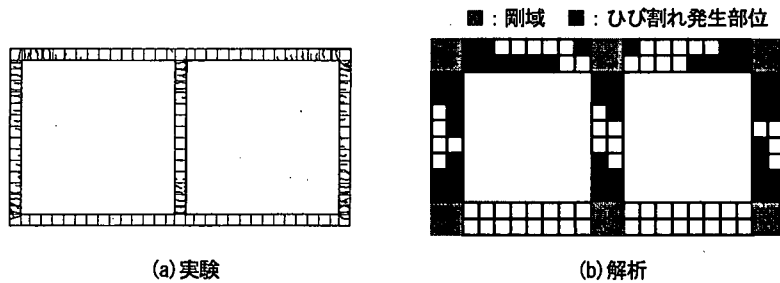


図 5.3-7 構造物に生じた最終的なひび割れ分布の比較 (非岩着モデル)

図 5.3-8 には、岩着モデルの時と同様な方法で、トリリニアモデルにおける断面降伏の判定に関する精度を検証したものである。岩着モデルと同様、断面が降伏に至ったと判定される時刻は実験結果に良く一定している。また、図 5.3-9 には、試験体全体における降伏した部位の分布を変形の向きで分けて比較している。比較した結果は、岩着モデルの場合と同様である。すなわち、降伏した部位の順序は、必ずしも一致していない。これは、①断面の降伏現象は 1.3 秒付近の 0.05 秒間に、全ての隅角部がほぼ同時に降伏していること、②コンクリートの乾燥収縮やブリージングのような複雑な現象が鉄筋コンクリート部材中のコンクリートの物性にわずかに影響を与えた、ことが理由と考えられ、実務上支障のないものである。

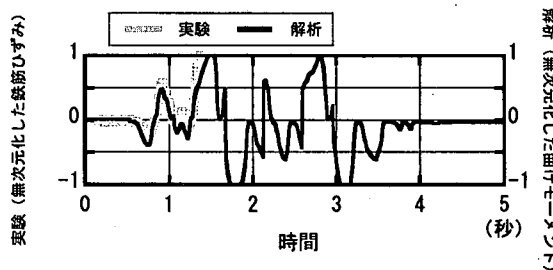


図 5.3-8 降伏判定の検証

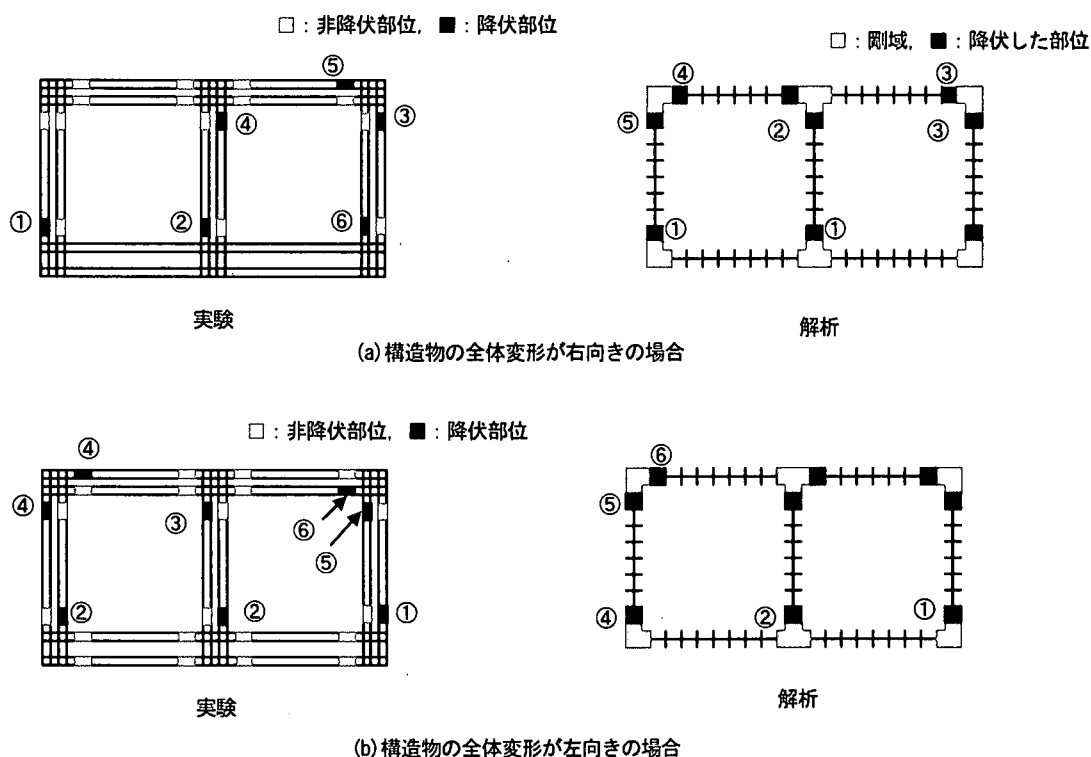
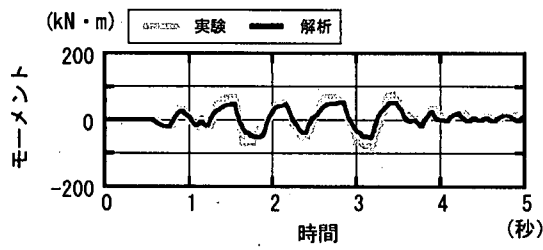


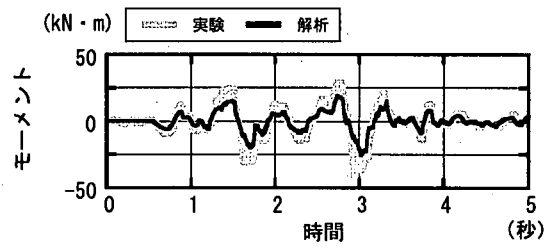
図 5.3-9 降伏に至った部位の分布の比較 (非岩着モデル)

図 5.3-10 に、この種の地中構造物の地震時における変形を引き起こす、①頂版部材表面に作用するせん断応力、②構造物内部に発生する慣性力、③側壁に作用する動土圧、の影響の程度をそれらによって生成される転倒モーメントによって比較したものである。定性的には、岩着モデルの場合と同様であり、①の影響が最も卓越し、次いで②の影響が大きい。③については、解析では位相、最大値とも良好に再現されていないが、影響度が小さいために実務的には支障がないというものである。しかし、①～③間の相対的な影響の程度は異なってきており、①と②の影響程度は異なってきており、相対的に①の影響程度が 1/2 程度減少し、一方②の影響程度が 2 倍程度増加している。③については、ほぼ同様な結果となっている。これは、岩着モデルの場合とは構造物の設置条件 (底版部材の固定/非固定) や土被り厚さの大小 (3.0m/1.5m) が異なることに起因する。しかし、①については、岩着モデルに対する応答解析の結果より、ほぼ実験結果を再現できること、②については、トリリニアモデルのような復元力モデルが、橋脚のような地上構造物に多数適用された実績を有し、適用性について十分検証されてきていること、非岩着モデルに対する応答解析の結果より、地中構造物に対する適用性も検証されたこと、から①および②が主たる要因によるこの種の構造物の動的応答特性を模擬できることが分かる。よって、取水ピットのように土被りが無い半地下構造物に対しても、マニュアルおよび技術資料で示してきたモデル化手法を適用することが可能である。

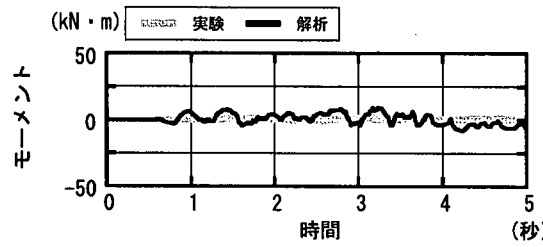
最後に岩着モデル時と同様、これらの結果を総括し、トリリニアモデルのような復元力モデルを用いて、地中構造物の耐震性能を照査する時に用いる指標について考察した。実験結果と比較した結果を表 5.3-2 に示す。これから降伏時における層間変位および応答塑性率の解析精度は良好ではないが、層間変位および層間変形角の最大値解析精度は良好であり、耐震性能を照査するための指標として実務的に十分な精度を有することが検証された。



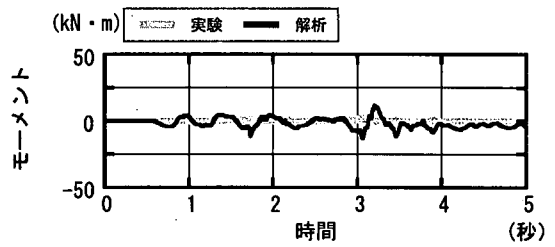
(a) 頂版に作用するせん断力による転倒モーメント



(b) 慣性力による転倒モーメント



(c) 左側壁に作用する動土圧による転倒モーメント



(d) 右側壁に作用する動土圧による転倒モーメント

図 5.3-10 構造物に作用する主な荷重による転倒モーメント時刻歴 (非岩着モデル)

表 5.3-2 変形による耐震性能照査に用いる各種指標の解析精度の比較

指標	(記号)		実験	解析
	記号	単位		
降伏時の層間変位	δ_y	(cm)	0.40	0.90
層間変位の最大値	δ_{max}	(cm)	4.92	6.68
応答塑性率	δ_{max}/δ_y	-	12.30	7.44
層間変形角の最大値	δ_{max}/H	(%)	3.64	4.95

層間変位 (頂底板間相対変位)



層間変形角 $\gamma = \delta/H$

表 5.3-3 各種設定パラメータが層間変位の最大値に及ぼす影響

ケース番号	解析モデル	設定パラメータ					層間変位の最大値									
		復元力特性	初期軸力	静止土圧係数	隅角部での鉄筋の伸び出し	地盤-構造物間の剥離・すべり	乾燥収縮の影響	解析結果 (cm)	実験結果との比							
1-1 (基準ケース)	大型振動台実験 [岩着モデル]	軸力変動型トリリニアモデル	非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	4.60	1.050							
1-2		軸力一定型トリリニアモデル						線形弾性を参照 純曲げ (軸力零) 自重弾性時軸力	0.30	考慮しない	考慮する	考慮しない	4.70	1.073		
1-3		軸力変動型バイリニアモデル											非線形弾性を繰り返す	0.38	考慮する	考慮する
1-4			非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	4.80	1.096							
1-5								非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	4.70	1.073		
1-6			非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない						4.70	1.073		
1-7								非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	4.70	1.073		
1-8			非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない						4.70	1.073		
1-9								非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	4.60	1.050		
1-10			非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない						4.70	1.073		
1-11								非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	5.30	1.077		
2-1 (基準ケース)	大型振動台実験 [自岩着モデル]	軸力変動型トリリニアモデル	非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	5.32	1.081							
2-2		軸力変動型トリリニアモデル	線形弾性を参照	0.50	考慮する	考慮しない	考慮する	2.00	1.000							
3-1 (基準ケース)	海水管ダクト実験棟構造物モデル ハイレに対する地盤収縮解析	軸力一定型トリリニアモデル								非線形弾性を繰り返す	0.50	考慮する	考慮しない	考慮する	2.10	1.050
3-2		軸力変動型バイリニアモデル														
3-3			軸力一定型トリリニアモデル	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	2.00	1.000							
3-4										軸力変動型トリリニアモデル	軸力一定型トリリニアモデル	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	2.00
3-5			軸力変動型トリリニアモデル	軸力一定型トリリニアモデル	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	2.00							
3-6										軸力変動型トリリニアモデル	軸力一定型トリリニアモデル	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	2.10
3-7			軸力変動型トリリニアモデル	軸力一定型トリリニアモデル	0.50	考慮する	考慮する	考慮しない	2.00							

(注)

- 1) 旧マニュアルの試験設計にて用いられた二連の海水管ダクトが、標準的な地盤条件(土盛りが構造物の高さの3倍程度、岩着条件)の場合に対して検討用地震動に対する応答を評価した。
- 2) 静止土圧係数0.38は、周辺地盤の内部摩擦角から算出したものである。
- 3) ジョイント要素を用いて地盤-構造物間の剥離・すべりを評価した。
- 4) 検討ケース3については、実験値との比は3-4の結果に対する比とした。

最後に、本指針およびマニュアルを改訂するために、鉄筋コンクリート部材をトリリニアモデルのような復元力モデルを用いた地盤－構造物連成系の時刻歴応答解析結果の概要を表 5. 3-3 にまとめた。これらの結果は、本マニュアルで示した構造解析係数の設定根拠の一つとなっている。

6. まとめ

鉄筋コンクリート部材をトリリニアモデルのような復元力モデルで表し、地盤－構造物連成系の時刻歴応答解析を実施する際の復元力モデルの具体的な設定等について検討してきた。その結果を纏めると以下のようなものである。

- 1) 鉄筋コンクリート部材をトリリニアモデルのような復元力モデルで表す際に実施される鉄筋コンクリートはり断面解析におけるコンクリート特有の現象（乾燥等による収縮，引張硬化）の簡便なモデル化とその影響の程度について検討した。その結果，断面降伏時の曲げモーメントおよび曲率値には影響を及ぼすため，必要に応じて適宜考慮する必要があることが分かった。
- 2) 代表的な復元力モデルであるトリリニアモデル（軸力変動型／軸力一定型）およびバイリニアモデルについて，地中構造物の動的応答特性に与える影響について検討した。その結果，地震時に地中構造物の各部材の軸力の変動の割合は一般に少ないこと，バイリニアモデルは断面降伏までの復元力特性を簡便にモデル化しているため，その取り扱いにはやや注意が必要であることが分かった。
- 3) 復元力モデルを用いて応答解析を実施する際の実務的な初期曲げ軸力比の設定方法について検討した。その結果，等価線形解析を参照してもよいことが明らかとなった。
- 4) 鉄筋コンクリート部材を復元力モデルで表し，鉄筋コンクリートボックスカルバート試験体のプッシュオーバー実験に適用した。その結果，曲げ破壊先行型の場合には，ほぼその復元力特性を評価できることを確認した。
- 5) 地盤－構造物間の境界部における相互作用（剥離・すべり）を簡便に評価するジョイント要素の適用性について検討した。その結果既存の規準類を適用することにより，より合理的な解析結果が得られることが明らかになった。
- 6) 1)～5)を総括することを目的に，地盤－構造物連成系の動的載荷実験に対して，鉄筋コンクリート部材をトリリニアモデルのような復元力モデルで表した動的解析を実施し，耐震性能の照査に用いられる物理量の解析精度等について検証した。その結果，実務的に十分な精度で実験結果を模擬することを確認した。

〔財〕電力中央研究所 松井 淳〕

【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，丸善，1996. 12.
- 2) 岡村 甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991. 5.
- 3) Xuehui An：Failure Analysis and Evaluation of Seismic Performance for Reinforced Concrete in Shear, Thesis for Doctor of Engineering of Tokyo University, 1996. 7.
- 4) 神田 衛，吉田八郎：コンクリート打込み後のスラブ断面における水セメント比の分布性状，セメント・コンクリート，No. 332, pp. 8-12, 1974. 10.
- 5) 神田 衛，吉田八郎：コンクリート打込み後の柱断面における水セメント比と分布性状，セメント・コンクリート，No. 342, pp. 27-32, 1975. 8.

- 6) 田蔵 隆：軟弱地盤の非線形地震応答特性とそれを考慮した杭基礎構造物の地震応答解析法に関する研究，中央大学学位論文，1993. 3.
- 7) 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14回日本地震工学シンポジウム論文集，2002. 11.
- 8) 武田智吉，石川博之，足立正信：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動に関する定量的評価，電力土木，No. 279, pp. 72-76, 1999. 1.
- 9) （社）土木学会 原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル，1992. 9.
- 10) 松井 淳，遠藤達巳，金津 努：鉄筋コンクリート製地中構造物に耐震性能照査に用いる実務的な部材非線形モデルの提案，電力中央研究所報告，U01041, 2002. 3.
- 11) （社）日本道路協会：道路橋示方書 I 共通編・IV下部構造編・同解説，丸善，1996. 12.
- 12) Miura F.: Studies on the Nonlinear Seismic Response of Soil-Structure Interaction Systems, Thesis for Doctor of Engineering of Kyoto University, 1983
- 13) J. Matsui, K. Ohtomo, T. Kawai, A. Okaichi : Research on Streamlining Seismic Safety Evaluation of Underground Reinforced Duct-Type Structures in Nuclear Power Stations -Part3- Analytical Simulation by RC Macro Model and Simple Soil Model, Transactions, SMiRT16, K-1296, Washington DC, 2001. 8.