

土木研究所資料

2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚 面内方向の地震応答特性と耐震設計法

平成10年3月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © 1998 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



土木研究所資料
第3562号1998年3月

2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚 面内方向の地震応答特性と耐震設計法

耐震技術研究センター

耐震研究室

室長 運上 茂樹

主任研究員 寺山 徹

交流研究員 田崎 賢治*

要 旨

本資料は、2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対する耐震設計法の開発を目的として、上部構造が上層はりのみに支持されている場合と、上部構造が上層はりと中層はりに支持されている場合のそれぞれに対して、橋脚の動的耐力や変形性能を静的非線形解析により検討するとともに、非線形動的解析結果との比較により等価エネルギー法に基づく非線形応答の推定法の適用性を検討した結果をまとめたものである。

さらに、複数の塑性ヒンジが生じるラーメン橋脚全体系の終局変位の設定法を検討し、静的非線形解析による2層式RCラーメン橋脚の面内方向の耐震設計法を提案するものである。

キーワード：2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚、静的非線形解析、動的解析、
地震応答特性、耐震設計

* 交流研究員在職期間（平成8年4月から平成10年3月まで）

目 次

まえがき

1. 上部構造を上層はりで支持する2層式RCラーメン橋脚（シングルデッキ2層式RCラーメン橋脚）	1
1. 1 解析対象橋脚と解析モデル	1
1. 1. 1 解析対象橋脚	1
1. 1. 2 解析モデル	1
1. 1. 3 解析ケース	4
1. 2 静的非線形解析による動的耐力、変形性能の検討	11
1. 2. 1 解析方法	11
1. 2. 2 解析結果	16
1. 3 地震応答特性	24
1. 3. 1 解析方法	24
1. 3. 2 解析結果	27
1. 4 等価エネルギー法に基づく静的解析法の適用性	38
1. 5 ラーメン橋脚全体の終局変位と耐震設計法	41
1. 6 まとめ	45
2. 上部構造を上層はりと中層はりで支持する2層式RCラーメン橋脚 （ダブルデッキ2層式RCラーメン橋脚）	46
2. 1 解析対象橋脚と解析モデル	46
2. 1. 1 解析対象橋脚	46
2. 1. 2 解析モデル	46
2. 2 静的非線形解析による動的耐力、変形性能の検討	52
2. 2. 1 解析方法	52
2. 2. 2 解析結果	52
2. 3 地震応答特性	59
2. 3. 1 解析方法	59
2. 3. 2 解析結果	60
2. 4 複数の荷重点を考慮した静的解析法の妥当性の検討	64
2. 4. 1 等価エネルギー法に基づく弾塑性変位の推定精度	64
2. 4. 2 非線形静的解析と非線形動的解析における断面力の比較	69
2. 5 ラーメン橋脚全体の終局変位と耐震設計法	73
2. 6 まとめ	77
3. まとめ	78
参考文献	79

まえがき

平成8年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、非線形域の挙動を考慮した地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリート（以下、RCと称す）ラーメン橋脚の耐震設計法が新たに導入された^{1)~3)}。しかし、この設計法は1層の門形ラーメン橋脚を対象としたものであり、2層のラーメン橋脚や形状の複雑なラーメン橋脚に対する適用性については十分検討されていないため、別途検討することとされている。

そこで、2層式RCラーメン橋脚の面内方向に対する耐震設計法の開発を目的として、上部構造が上層はりのみに支持されているシングルデッキ構造の場合と上部構造が上層はりと中層はりに支持されているダブルデッキ構造の場合のそれぞれに対して、中層はりや上層はり、柱部材の剛性や動的耐力が橋脚全体の動的耐力や変形性能に及ぼす影響を静的解析により検討し、さらに、非線形動的解析法を用いた地震応答解析により地震時の応答特性を把握するとともに、非線形動的解析結果と比較を行うことにより等価エネルギー法に基づく静的解析法の適用性を検討した。

本文は、以上の検討結果をまとめるとともに、これらの検討を踏まえた上で、複数の塑性ヒンジが生じるラーメン橋脚全体系の終局変位の設定法を検討し、静的非線形解析による2層式RCラーメン橋脚の面内方向の耐震設計法をまとめたものである。

1. 上部構造を上層はりで支持する2層式RCラーメン橋脚

(シングルデッキ2層式RCラーメン橋脚)

1. 1 解析対象橋脚と解析モデル

1. 1. 1 解析対象橋脚

解析対象としたのは既存の2層式RCラーメン橋脚であり、RCラーメン橋脚の採用が多い都市高架橋を対象とし、支間長42mの鋼連続鈑桁を支持する高さ21.7mの橋脚で、橋脚の中間部に中層はりを有する構造である。本橋脚の断面諸元は既存の橋脚を基本としているが、本検討では新設橋脚に対する耐震設計法の検討を目的としていることから、平成8年の道路橋示方書に規定される構造細目を満足するように、柱断面の軸方向鉄筋の段落しを無くし、帯鉄筋量を変更している。上部構造は上層はり上で支持され、中層はりには上部構造を支持していない。また、橋軸直角方向の支承条件は固定である。図1-1に構造一般図を示し、以下に、構造諸元を示す。

(1) 上部構造

形 式 2径間連続鋼I桁橋

支 間 割 42m×2径間

有効幅員 12.75m(2車線)

支承条件 橋軸方向：可動 橋軸直角方向：固定

(2) 下部構造

橋 脚 2層式RCラーメン橋脚

基 礎 直接基礎

使用材料 コンクリート： $\sigma_{ck}=23.5(\text{MPa})$ 、鉄筋：SD345

(3) 上部構造からの鉛直荷重 G1～G4：1471.0(kN)(一主桁当たり)

(4) 地盤条件 I種地盤

1. 1. 2 解析モデル

本橋脚を図1-2示すように、はり要素を各節点で連結した2次元の骨組構造にモデル化した。各節点は、X、Y方向およびZ軸回りの回転方向の自由度を有している。また、上部構造および橋脚躯体の質量は各節点に集中させ、多質点系にモデル化した。水平力を受けた場合には、図のA～Lの位置で曲げモーメントが大きくなり、塑性化が生じる可能性があるため、ここに、図1-3に示すような軸力変動の影響を考慮できる完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係をもつ塑性回転バネを設けた。塑性回転バネは道路橋示方書に従い、柱下端部では柱基部から塑性ヒンジ長 l_p の1/2だけ上の点、柱はり接合部では節点部から塑性ヒンジ長の1/2の距離だけ離れた点に設けた。ここで、塑性ヒンジ長 l_p は道路橋示方書に従い、式(1-1)により求めた。塑性回転バネ以外の骨組部材は降伏剛性を有する線形部材としてモデル化した。

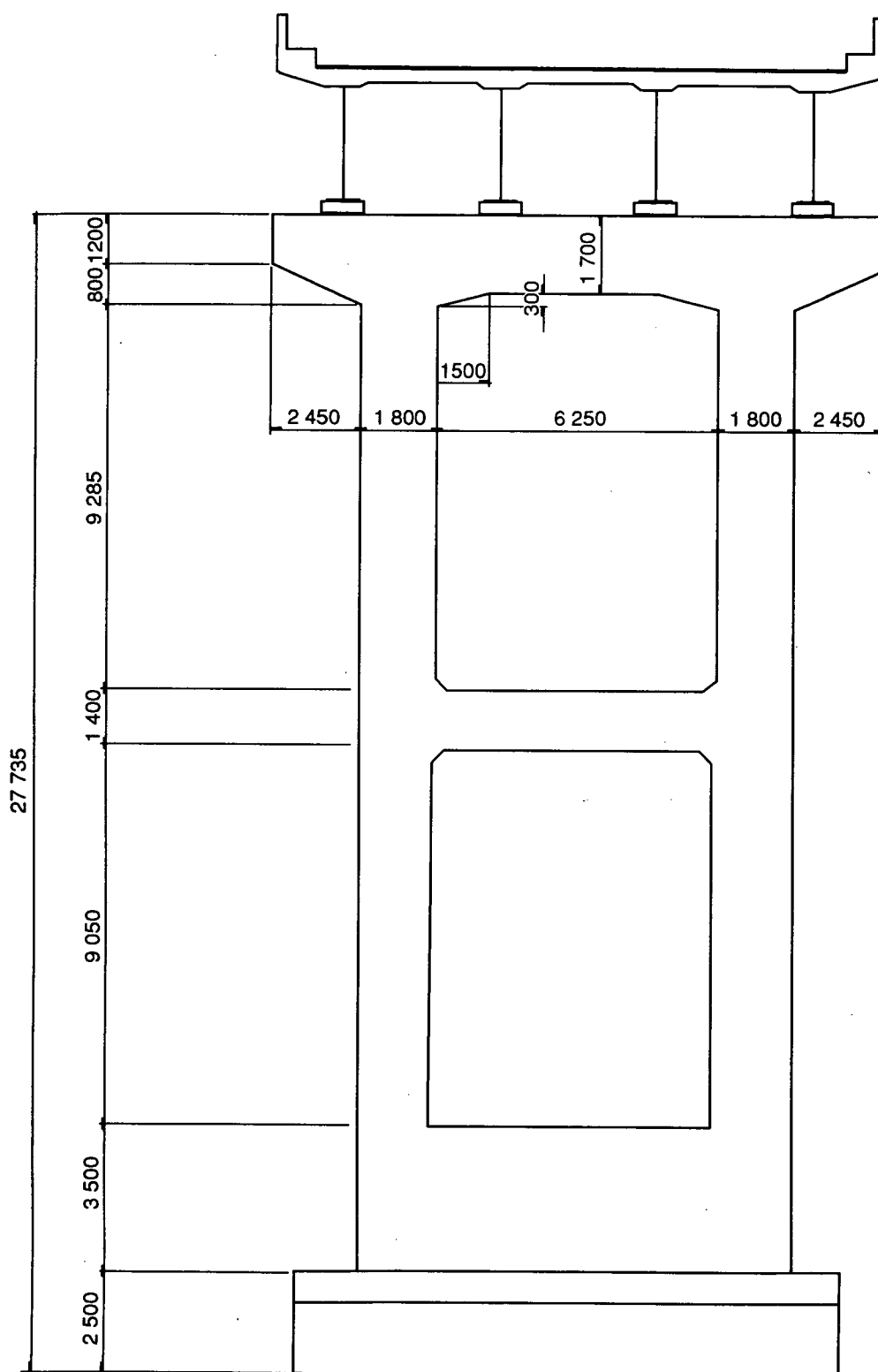


图 1-1 構造一般図

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad \text{ただし } 0.1D \leq L_p \leq 0.5D$$

(1-1)

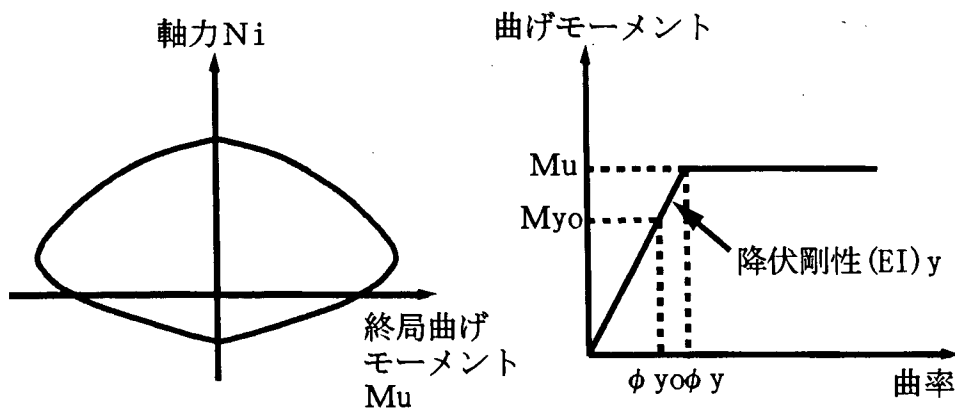
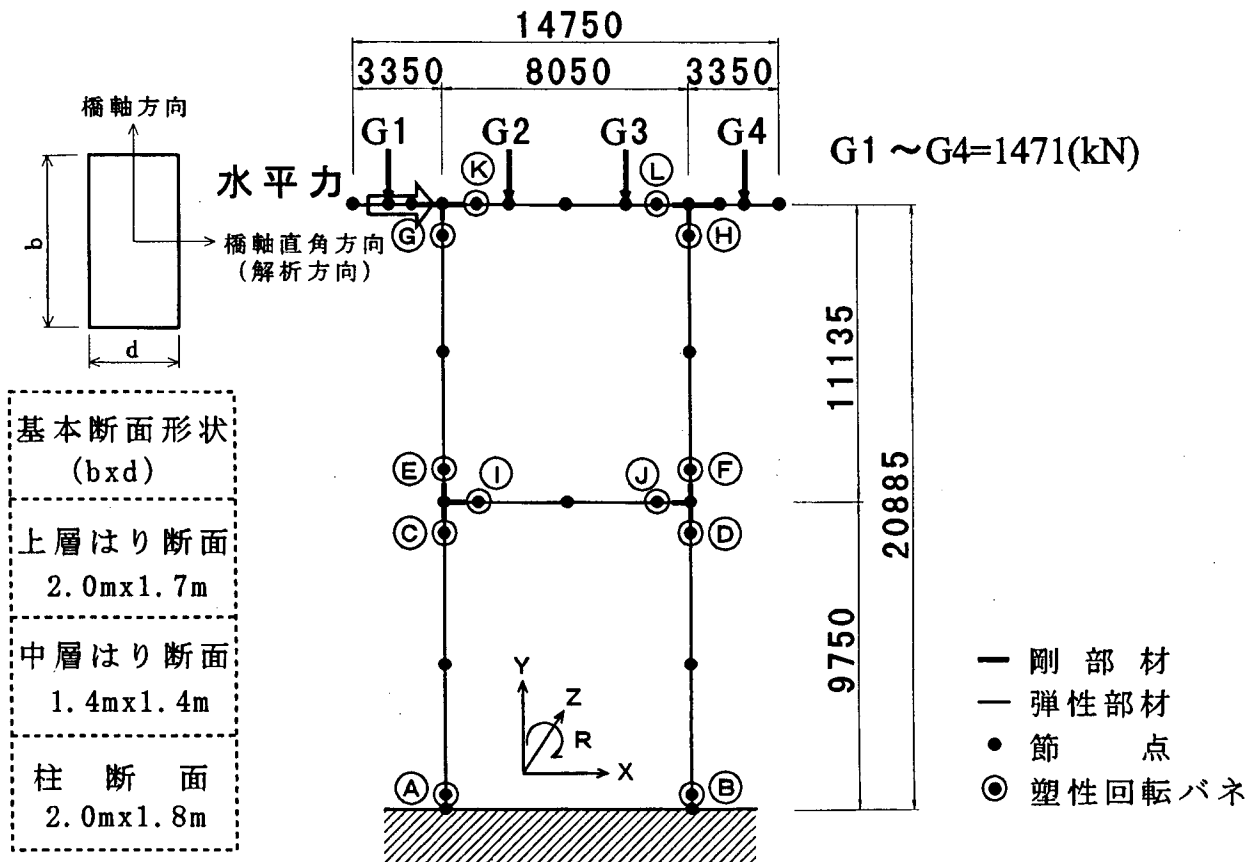
ここに、

D：断面高さ(m) (解析方向に対する断面寸法)

h：一層目の柱：橋脚基部から中層はり軸線までの高さの1/2(m)

二層目の柱：中層はり軸線から上層はり軸線までの高さの1/2(m)

は り：一方の柱の中心から他方の柱の中心までの距離の1/2(m)



1. 1. 3 解析ケース

ラーメン橋脚全体の動的耐力や変形性能に及ぼすはりや柱の曲げ耐力、せん断耐力の影響を検討するために、中層はりの横拘束筋の体積比 ρ_s および中層はり、上層はり、柱の断面をそれぞれ変化させて非線形静的解析と非線形動的解析を行った。

まず、中層はりの横拘束筋の体積比 ρ_s を変化させた非線形静的解析において、中層はりの横拘束筋の体積比としては、配筋状況を考慮し、表1-1に示すように0.28~1.77(%)に変化させた。

次に、中層はり、上層はり、柱の断面を変化させた場合の各解析ケースと、道路橋示方書に従ってタイプII地震動に対するコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて算出した各部材の耐力条件等を表1-2に示す。ここで、上層はりにおいては、ハンチの影響で下側引張の場合と上側引張の場合では降伏剛性や曲げ耐力が異なるため、動的解析における上層はりの降伏剛性や曲げ耐力は両者の平均値を用いたが、静的解析では、水平変位を漸増させる方向に対して、下側引張になる塑性回転バネKと上側引張となる塑性回転バネLの各々の断面に対する降伏剛性と曲げ耐力を用いて解析を行った。また、中層はりの断面変化における中層はりの横拘束筋の体積比 ρ_s は、非線形静的解析では $\rho_s=0.88\%$ と 1.77% 、非線形動的解析では $\rho_s=1.77\%$ とした。この設定理由としては、本解析で対象とした橋脚は、平成8年の道路橋示方書の構造細目を満足するように配筋を変更した断面を基本断面としており、同示方書のRCラーメン橋脚の規定に従って破壊形態の判定を行ったところ、中層はり以外は基本断面が曲げ破壊型となった。したがって、中層はりについては、曲げ破壊型になるまで横拘束筋の体積比を大きくした($\rho_s=1.77\%$)断面を基本断面としたことから、動的解析では中層はりの横拘束筋の体積比は 1.77% とした。しかし、静的解析では、中層はりの剛性を大きくするだけで破壊形態がせん断破壊から曲げ破壊へ移行できるかどうかに着目したため、中層はりがせん断破壊型になるように横拘束筋の体積比を 0.88% に設定したケースも解析を行ったものである。

図1-4~6には、タイプI、タイプII地震動に対して、基本断面における横拘束筋の拘束効果を考慮に入れたコンクリートの応力度-ひずみ関係⁴⁾を示す。また、図1-7、8には、それぞれ上層はりおよび柱の基本断面と表1-1に示す中層はりの横拘束筋の体積比を変化させた場合の中層はりの死荷重作用時における曲げモーメント-曲率関係を示す。さらに、図9~11には、表1-2に示した各部材の断面変化における各解析ケースについて、死荷重作用時の中層はり、上層はりおよび柱断面の曲げモーメント-曲率関係を示す。

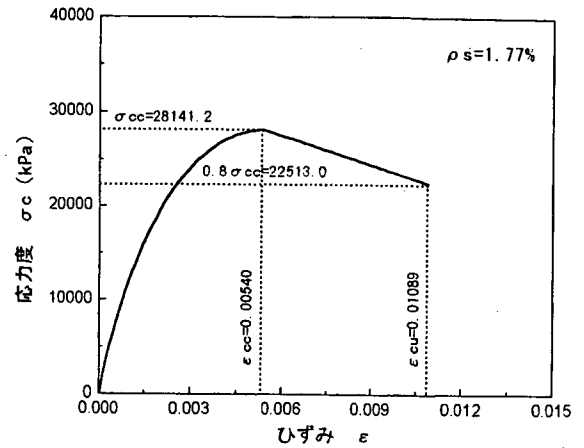
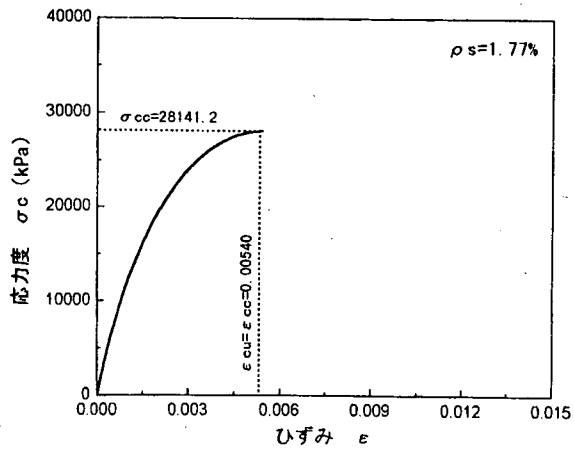
表1-1 中層はりの横拘束筋の体積比 ρ_s の変化(非線形静的解析)

解 析 ケ ー ス	横拘束筋の 断面積(cm ²)	横拘束筋の 間隔(cm)	横拘束筋の 有効長(cm)	横拘束筋の 体積比(%)
ρ_s の変化①	1.267(D13)	15	120	0.28
ρ_s の変化②	1.986(D16)	15	120	0.44
ρ_s の変化③	2.865(D19)	15	120	0.64
ρ_s の変化④	1.986(D16)	15	60	0.88
ρ_s の変化⑤	1.986(D16)	15	40	1.32
ρ_s の変化⑥	1.986(D16)	15	30	1.77

表 1 - 2 解析ケースと各部材の耐力

解 析 ケ ー ス			降伏剛性 (kN-m ²)	せん断耐力 (kN)	曲げ耐力 (kN-m)	横拘束筋 体積比(%)
非 線 形 静 的 解 析	中 層 は り	解析ケース1	0.37×10^7	3183.2	8518.1	1.77
		"	0.38×10^7	2195.4	8504.8	0.88
		解析ケース2	0.54×10^7	4477.1	12192.6	1.77
		"	0.55×10^7	2995.2	12172.8	0.88
		解析ケース3	0.76×10^7	5156.5	14373.6	1.77
		"	0.78×10^7	3437.6	14353.6	0.88
		解析ケース4	1.01×10^7	5825.9	16936.1	1.77
		"	1.04×10^7	3869.8	16916.3	0.88
	上 層 は り	解析ケース5	0.76×10^7	5874.2	10717.7	1.06
		解析ケース6	0.92×10^7	5954.6	13302.7	1.06
		解析ケース7	1.08×10^7	6027.2	16170.2	1.06
		解析ケース8	1.50×10^7	6674.4	20043.8	1.06
	柱 基 部	解析ケース9	1.04×10^7	3717.7	21740.4	0.56
		解析ケース10	1.17×10^7	3757.9	25201.1	0.56
		解析ケース11	1.32×10^7	3757.9	28962.0	0.56
		解析ケース12	1.86×10^7	4165.9	36389.5	0.56
非 線 形 動 的 解 析	中 層 は り	解析ケース1	0.37×10^7	3183.2	8518.1	1.77
		解析ケース2	0.54×10^7	3489.2	12192.6	1.77
		解析ケース3	0.76×10^7	4010.9	14373.6	1.77
		解析ケース4	1.01×10^7	4521.8	16936.1	1.77
	上 層 は り	解析ケース5	0.76×10^7	5874.2	10717.7	1.06
		解析ケース6	0.92×10^7	5954.6	13302.7	1.06
		解析ケース7	1.08×10^7	6027.2	16170.2	1.06
		解析ケース8	1.50×10^7	6674.4	20043.8	1.06
	柱 基 部	解析ケース9	1.04×10^7	3717.7	21740.4	0.56
		解析ケース10	1.17×10^7	3757.9	25201.1	0.56
		解析ケース11	1.32×10^7	3757.9	28962.0	0.56
		解析ケース12	1.86×10^7	4165.9	36389.5	0.56

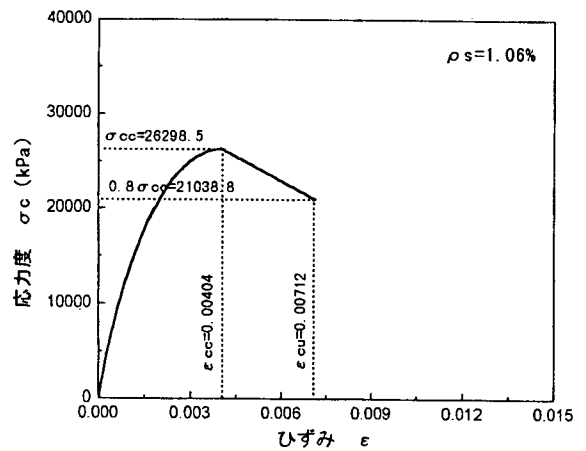
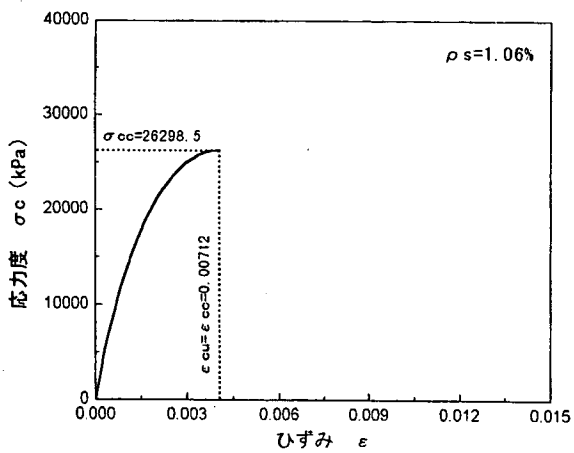
※太枠は基本断面を表す。



(a)タイプⅠ地震動

(b)タイプⅡ地震動

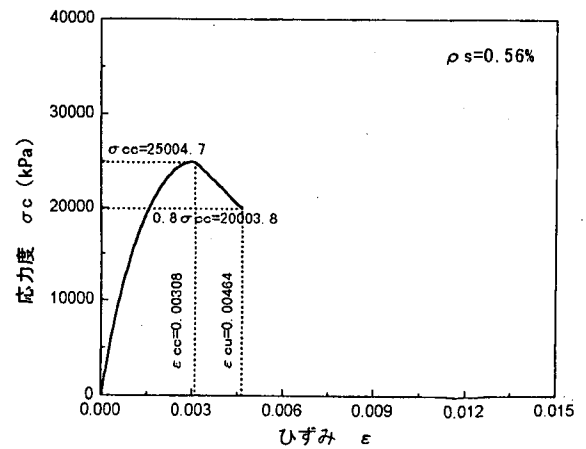
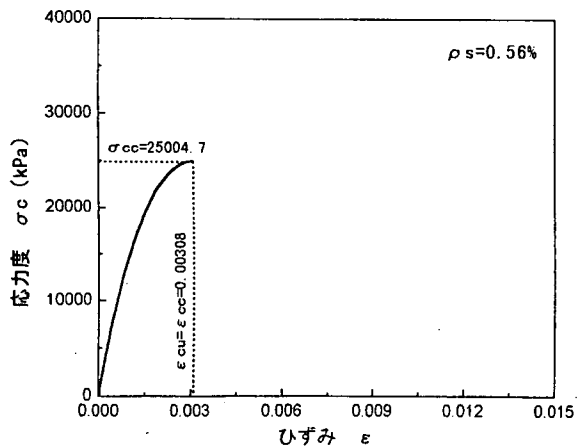
図1-4 中層はりのコンクリートの応力度-ひずみ関係



(a)タイプⅠ地震動

(b)タイプⅡ地震動

図1-5 上層はりのコンクリートの応力度-ひずみ関係



(a)タイプⅠ地震動

(b)タイプⅡ地震動

図1-6 柱基部のコンクリートの応力度-ひずみ関係

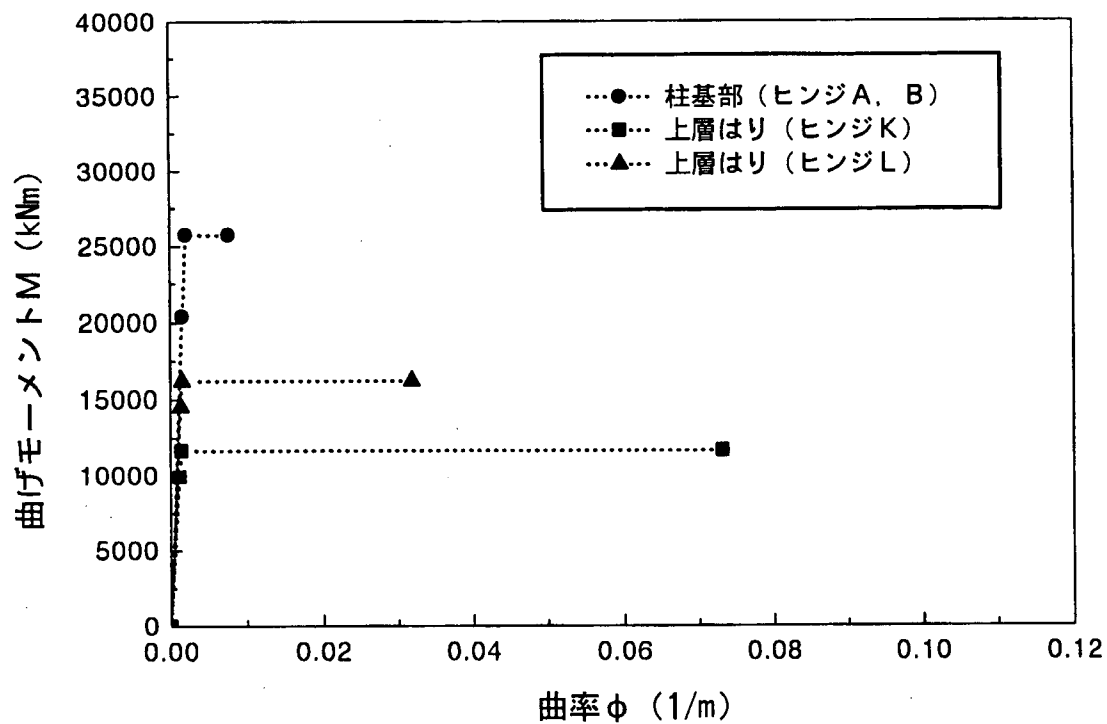


図1-7 上層はりおよび柱（基本断面）の曲げモーメントー曲率関係（タイプⅡ地震動）

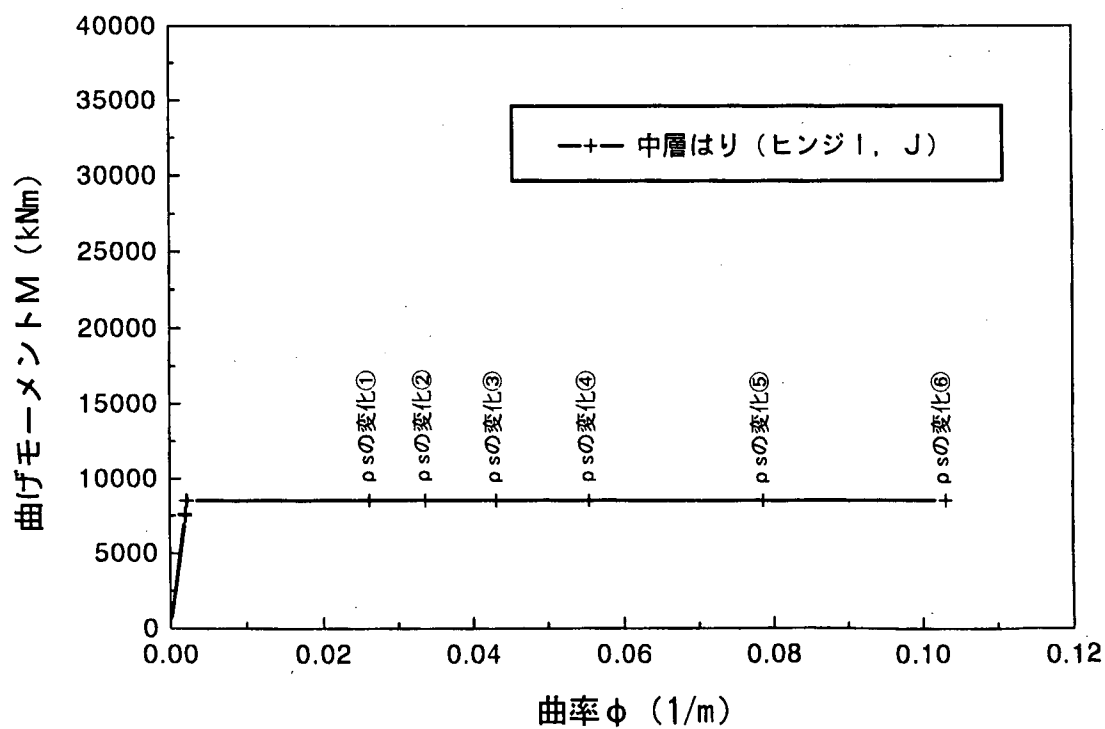
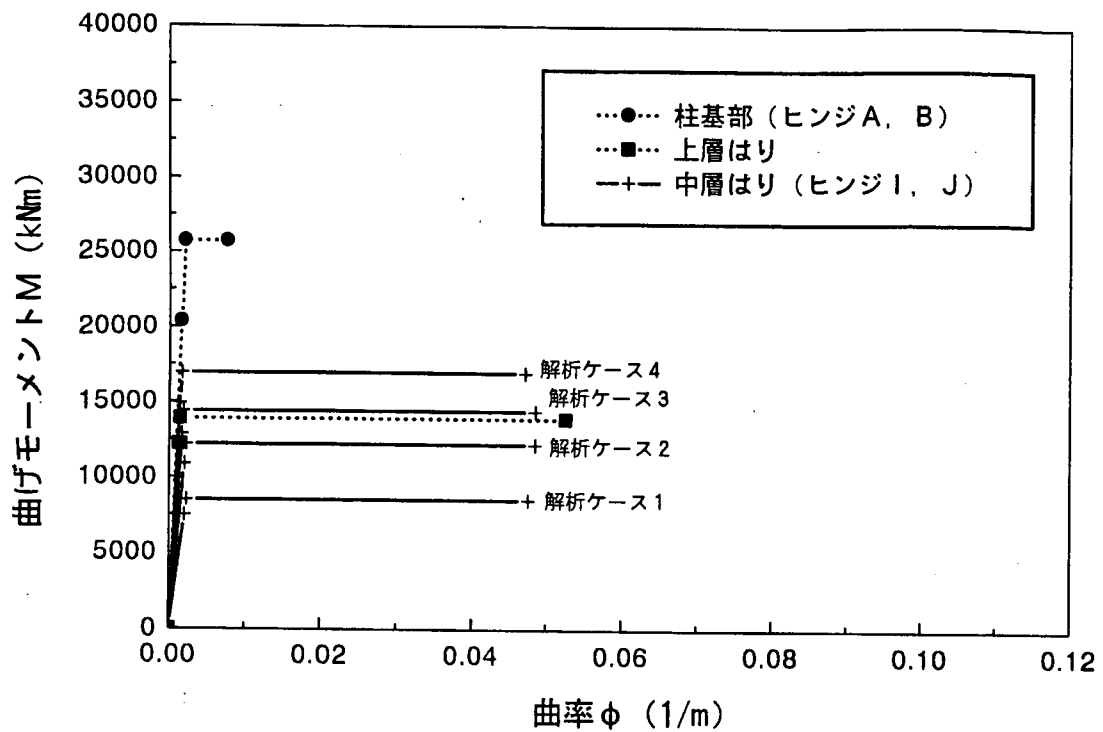
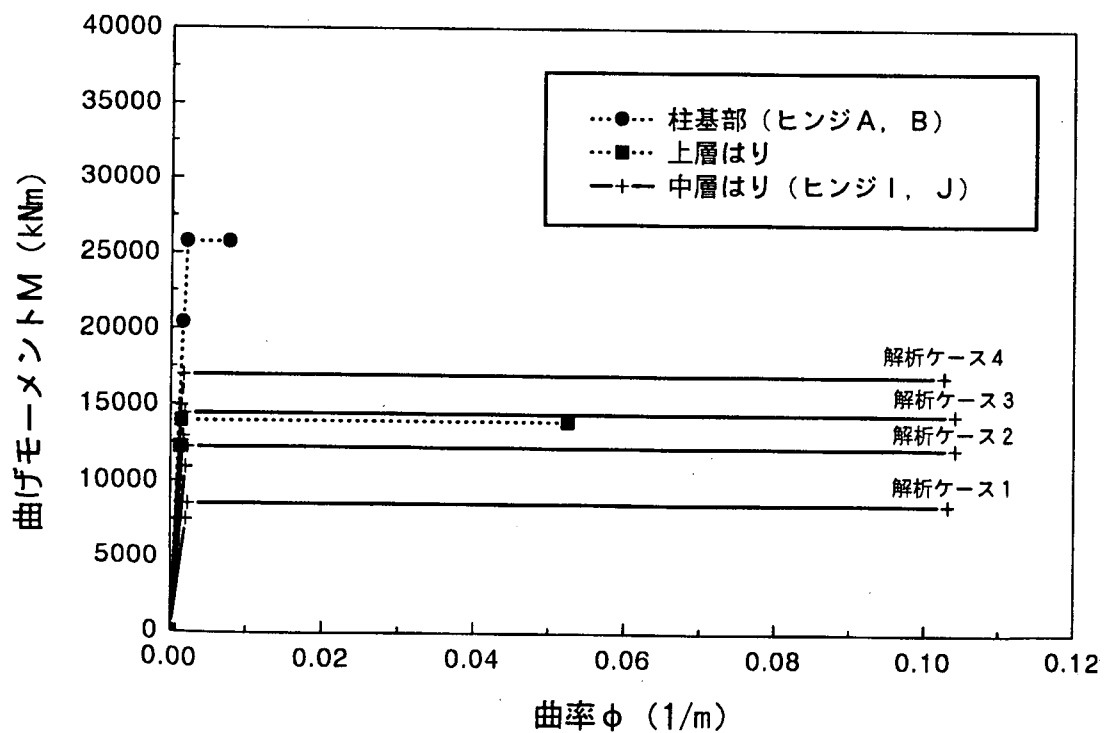


図1-8 中層はりの曲げモーメントー曲率関係（中層はりの横拘束筋の体積比の変化）（タイプⅡ地震動）

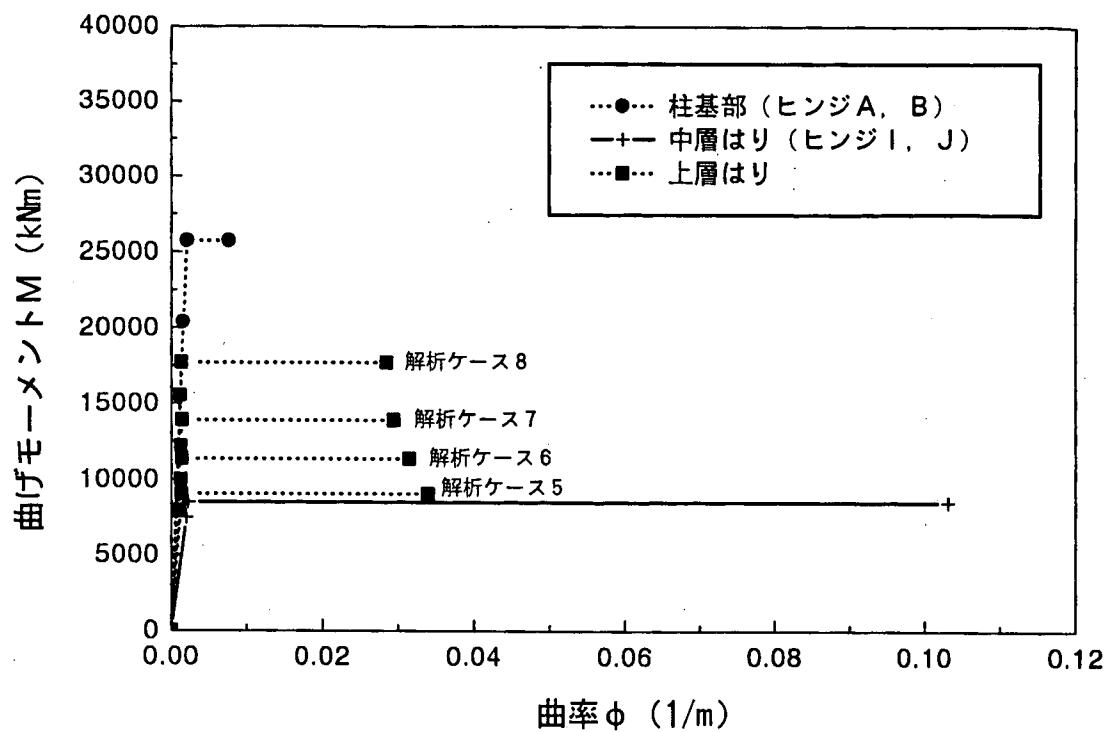


(a)タイプ I 地震動

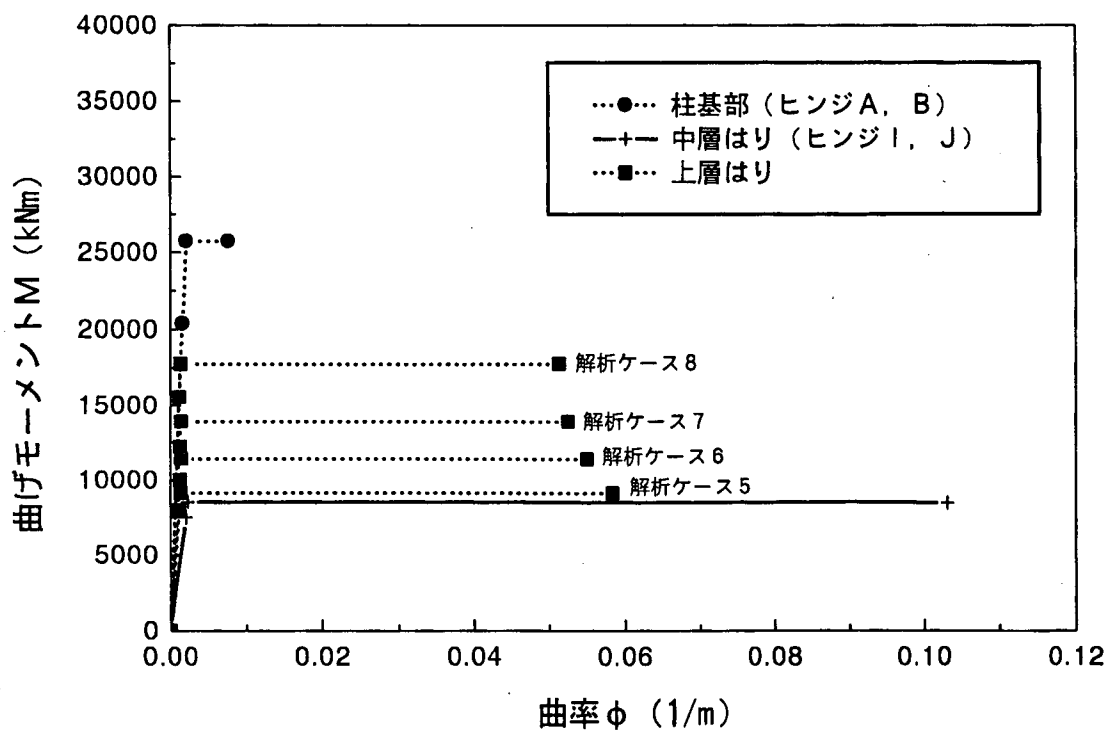


(b)タイプ II 地震動

図 1-9 曲げモーメント-曲率関係 (中層はりの断面変化、中層はりの横拘束筋の体積比: $\rho_s=1.77\%$)

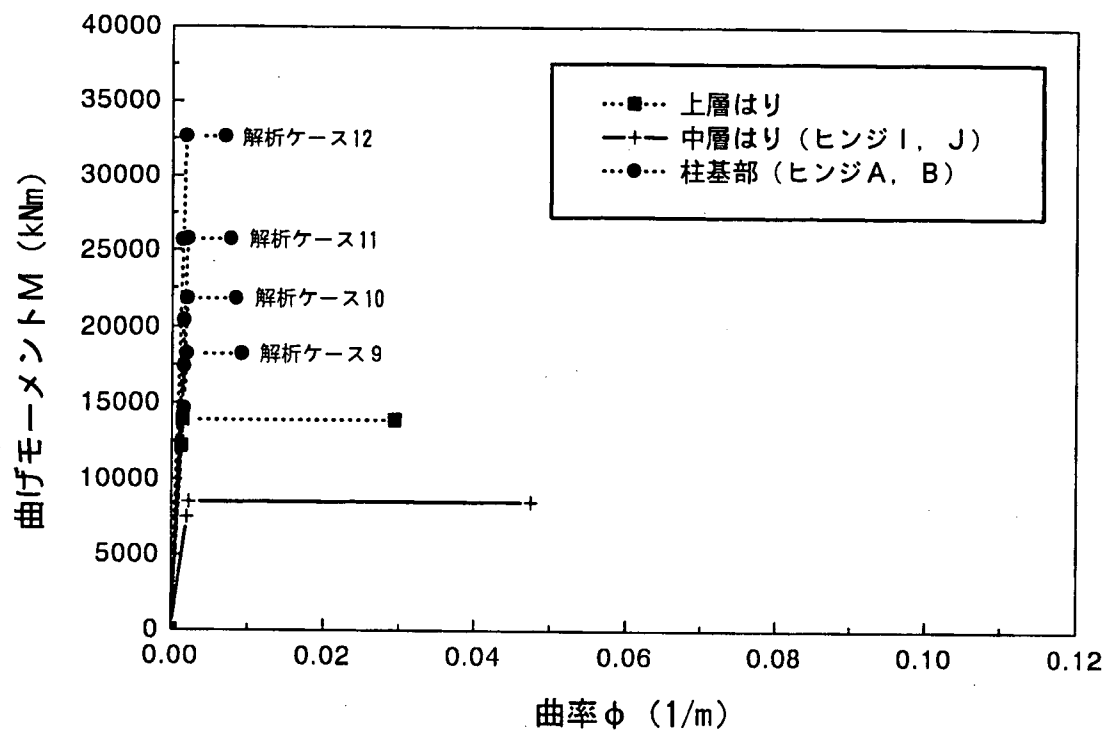


(a)タイプⅠ地震動

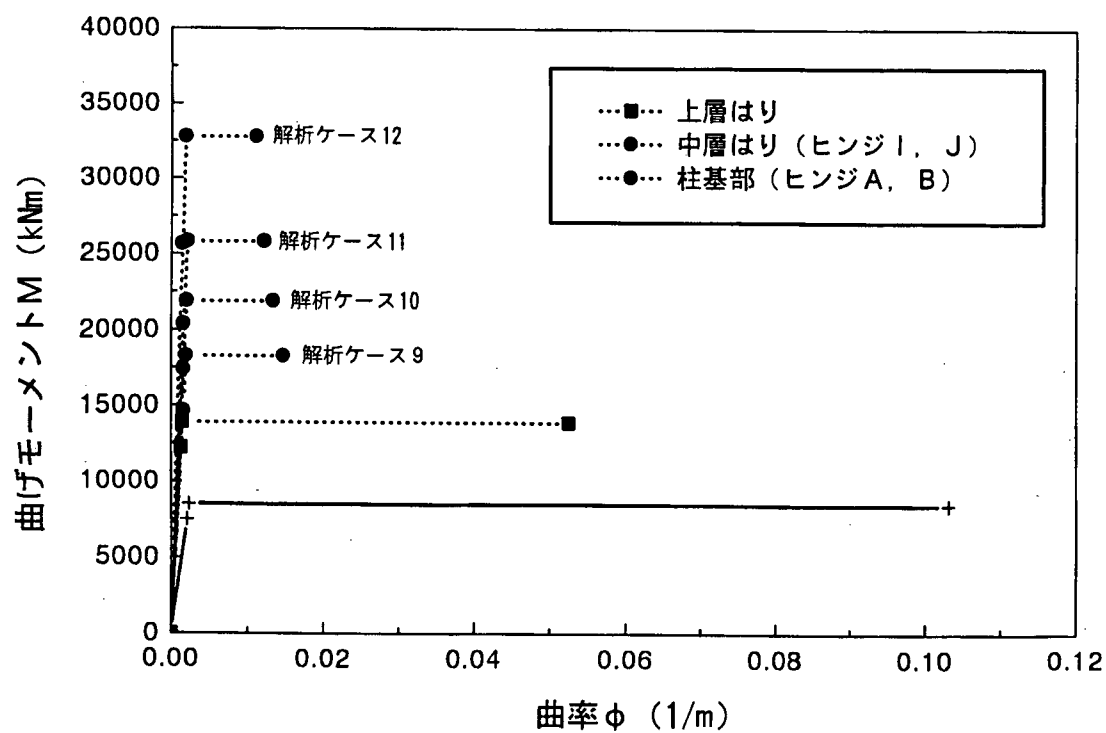


(b)タイプⅡ地震動

図1-10 曲げモーメント-曲率関係(上層はりの断面変化)



(a)タイプ I 地震動



(b)タイプ II 地震動

図 1-11 曲げモーメント-曲率関係 (柱の断面変化)

1. 2 静的非線形解析による動的耐力、変形性能の検討

1. 2. 1 解析方法

図1-12の骨組モデルの上層はり位置に水平変位を静的に漸増させてRCラーメン橋脚全体の動的耐力、変形性能の検討を行った。作用する水平力の増減に伴い、柱部材に作用する軸力が変化する。したがって、各柱部材に設ける塑性回転バネA～Hの曲げモーメント-曲率関係が水平力に影響されることを考慮に入れる必要があるため、塑性回転バネに生じる軸力に応じてその位置の終局曲げモーメント M_u を求める。塑性回転バネに生じる曲げモーメントが M_u に達したときには、それ以後の塑性回転バネの接線剛性を図1-3に示すように0とする。ただし、はり部材については、表1-3に示すように、軸力変動による終局曲げモーメント M_u の変動が3%程度以下と小さいため、上層はりの中層はりの塑性回転バネI～Lの曲げモーメント-曲率関係は軸力変動を考慮しないこととした。

表1-3 軸力変動の影響

中層はりの変化	ヒンジ位置	$\Delta N (=N - N_d)(\text{kN})$	$\Delta M (=M - M_{ud})(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\Delta M / M_{ud}$
解析ケース1	A	813.0	416.6	0.158
	B	814.0	318.4	0.121
	I	55.0	27.5	0.032
	J	55.0	27.5	0.032
	K	3.4	2.6	0.002
	L	3.4	2.2	0.001
解析ケース2	A	948.0	490.1	0.186
	B	947.0	361.6	0.137
	I	66.0	33.0	0.027
	J	66.0	33.0	0.027
	K	5.1	3.9	0.003
	L	5.1	3.3	0.002
解析ケース3	A	1026.0	534.8	0.203
	B	1026.0	385.4	0.146
	I	73.0	43.8	0.030
	J	73.0	43.8	0.030
	K	6.2	4.8	0.004
	L	6.2	4.0	0.002
解析ケース4	A	1121.0	591.0	0.224
	B	1121.0	414.5	0.157
	I	81.0	56.7	0.033
	J	81.0	56.7	0.033
	K	7.4	5.7	0.005
	L	7.4	4.8	0.003

※ N : 終局水平耐力に相当する慣性力を作用させた場合の軸力

N_d : 死荷重時に各部材に生じる軸力

M : Nに対応する終局曲げモーメント

M_{ud} : N_d に対応する終局曲げモーメント

図1-13に、タイプⅠとタイプⅡ地震動に対する柱基部の基本断面に対する軸力-終局曲げモーメントの相関関係を示す。

このようにして水平変位を漸増させていくことにより、12個の塑性回転バネに順番に塑性化が生じ始め、塑性ヒンジが6個生じると水平耐力が一定となるメカニズム状態となる。さらに、上層はり位置の水平荷重と水平変位関係を求める。

終局変位を求めるためには、各塑性ヒンジの終局塑性回転角 θ_{pu} を式(1-2)により算出する。この式は塑性曲率 $(\phi_u - \phi_y)$ と塑性ヒンジ長 L_p の積が塑性回転角 θ_{pu} になることを示すものである。ここで、 ϕ_y および ϕ_u は断面における諸元、配筋および軸力から求められる。

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \times L_p \times \phi_y \quad (1-2)$$

ここに、

θ_{pu} : 塑性ヒンジにおける終局塑性回転角

ϕ_y : 降伏時の曲率 (1/m)

ϕ_u : 終局時の曲率 (1/m)

L_p : 塑性ヒンジ長 (m)

ただし、 ϕ_y 、 ϕ_u は、終局水平耐力 P_u に達したときに各塑性ヒンジ位置に生じる軸力を見込んで算出する。

特定した4つのヒンジごとに、式(1-2)で算出した終局塑性回転角 θ_{pu} と、塑性回転バネで生じる塑性回転角と水平変位の関係を比較し、その位置の塑性回転角が θ_{pu} に達したときをその塑性回転バネ位置での終局状態とする。ここで、塑性回転角と水平変位の関係は骨組みモデルに対する水平変位を漸増させる解析を行う結果得られるものである。

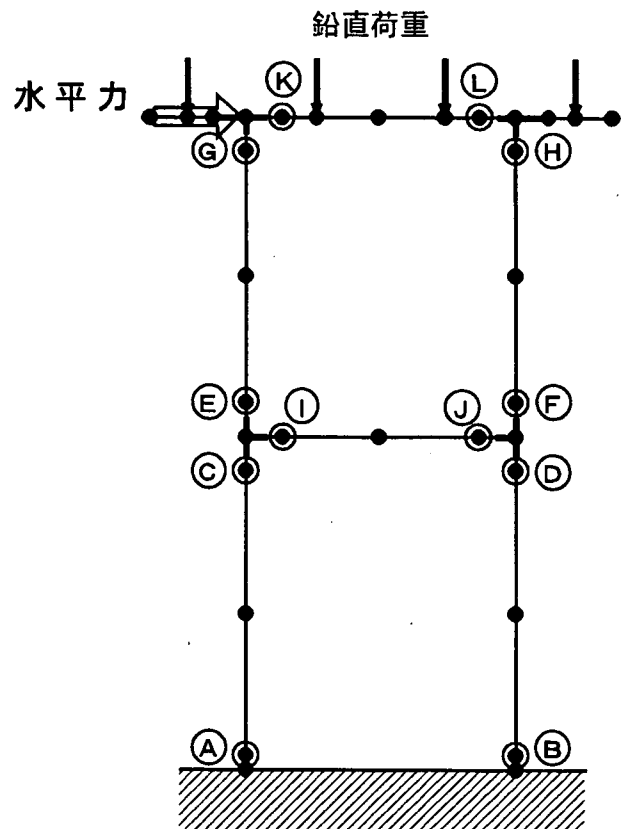
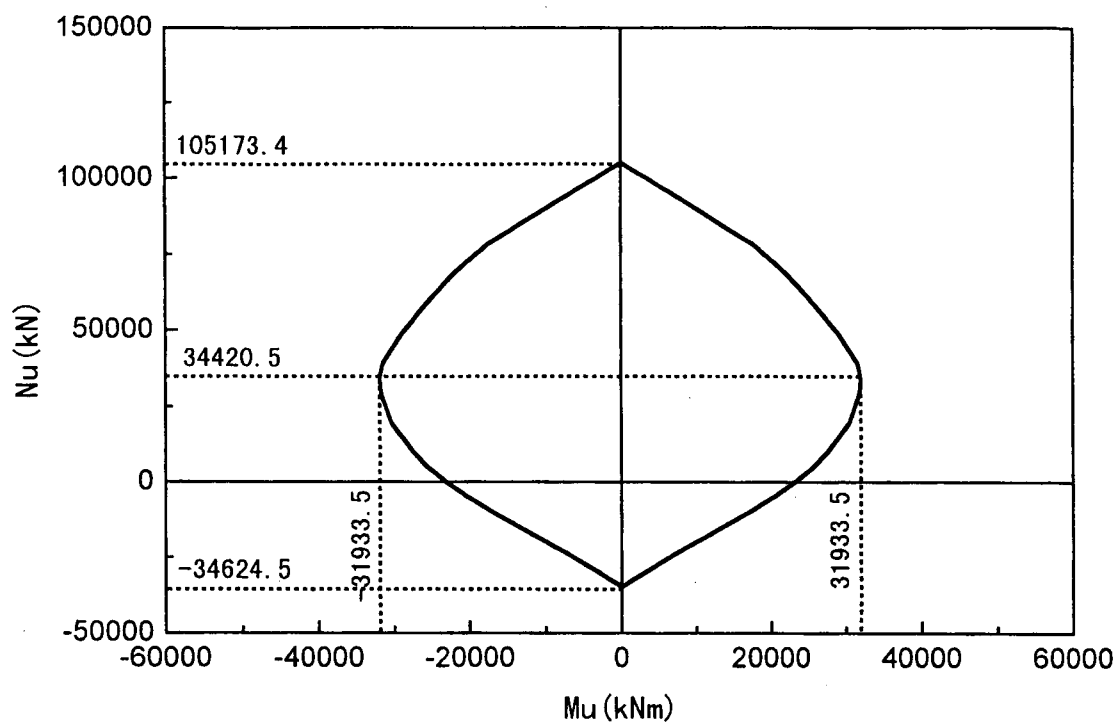
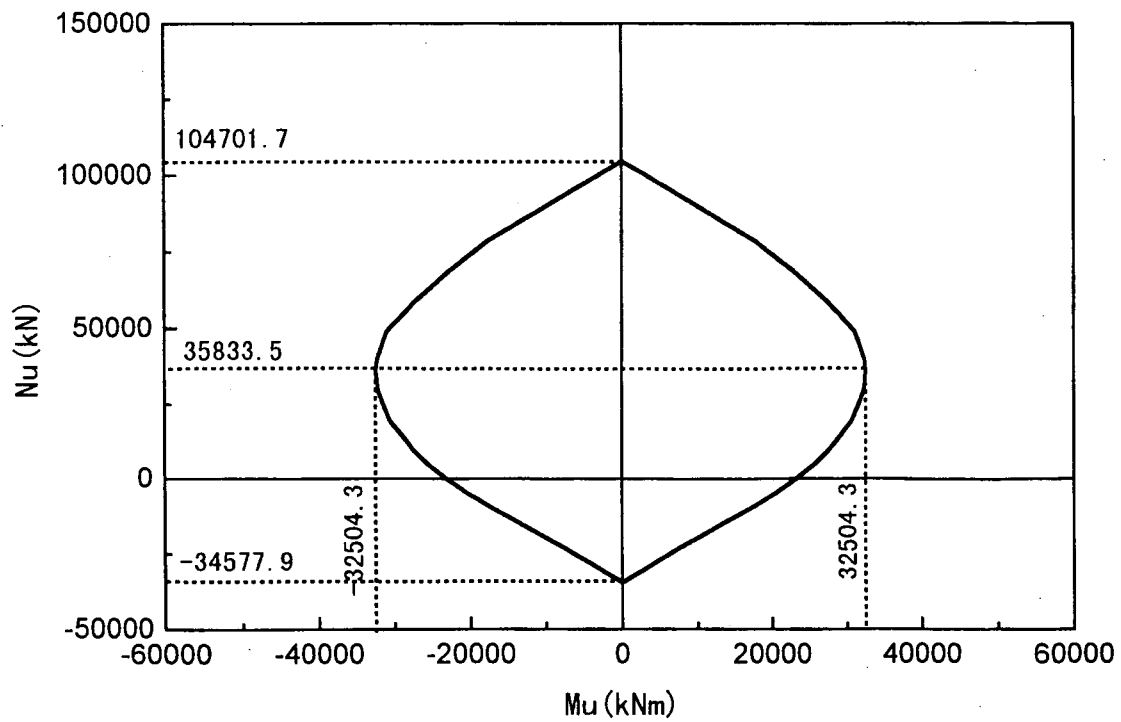


図1-12 荷重載荷位置



(a)タイプⅠ地震動



(b)タイプⅡ地震動

図1-13 柱断面の軸力-終局曲げモーメント相関関係

図1-14は、対象とした橋脚（解析ケース1）の水平力－水平変位の関係を算出した結果を示したものである。塑性ヒンジは中層はりの両端部（I、J）、上層はりの両端部（K、L）、柱部材の基部（A、B）の順番で生じ、これら6個の塑性化が生じると橋脚の水平力は一定となる。各塑性ヒンジが終局に達するのは、B、A、L、K、J、Iの順番となり、橋脚基部、上層はり、中層はりの順番で終局に達する。

図1-15と表1-4には、それぞれ塑性ヒンジA、B、I、J、K、Lに生じる塑性回転角 θ_p －水平変位 δ の関係と終局塑性回転角 θ_{pu} を示す。図1-15に示した塑性回転角 θ_{pu} は、塑性ヒンジが塑性化することによって生じるたわみ角の不連続量を表したものであり、ここでは図1-16に示すように定義した。なお、回転方向は時計回りを正とした。

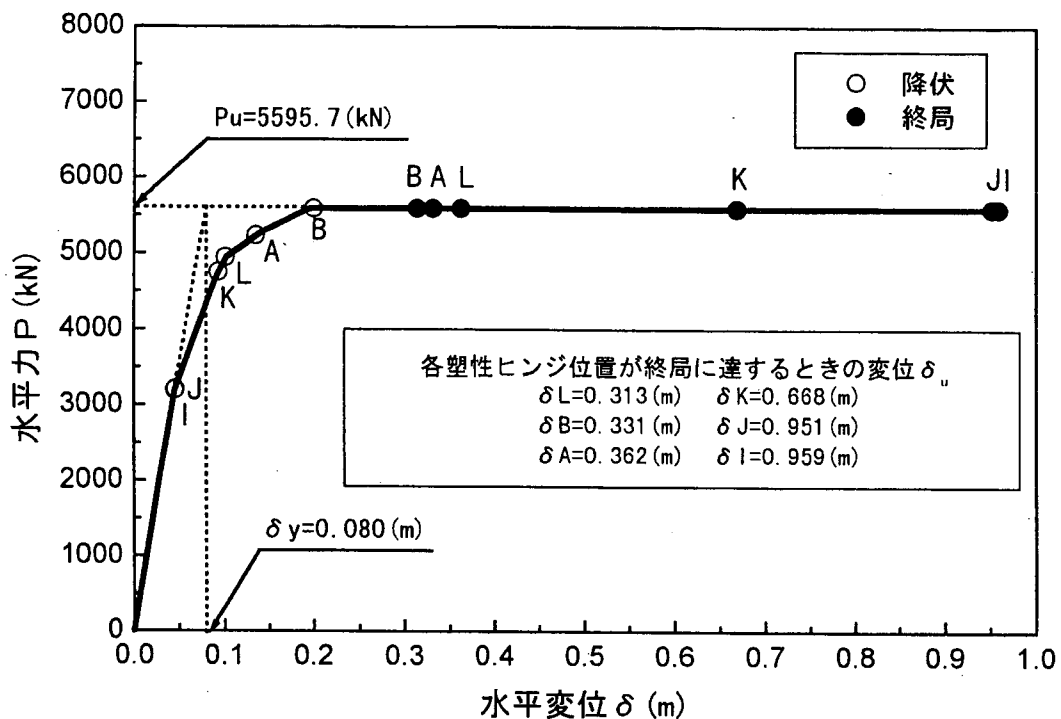


図1-14 水平力－水平変位関係（解析ケース1）

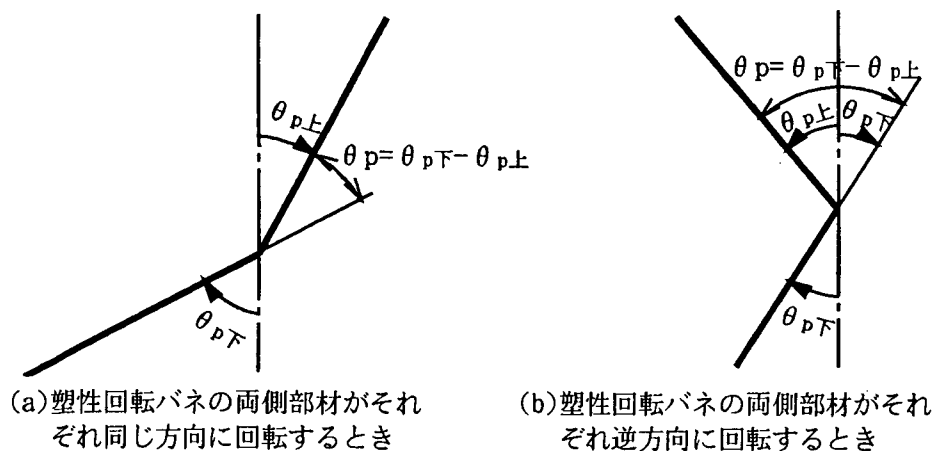


図1-16 塑性回転角

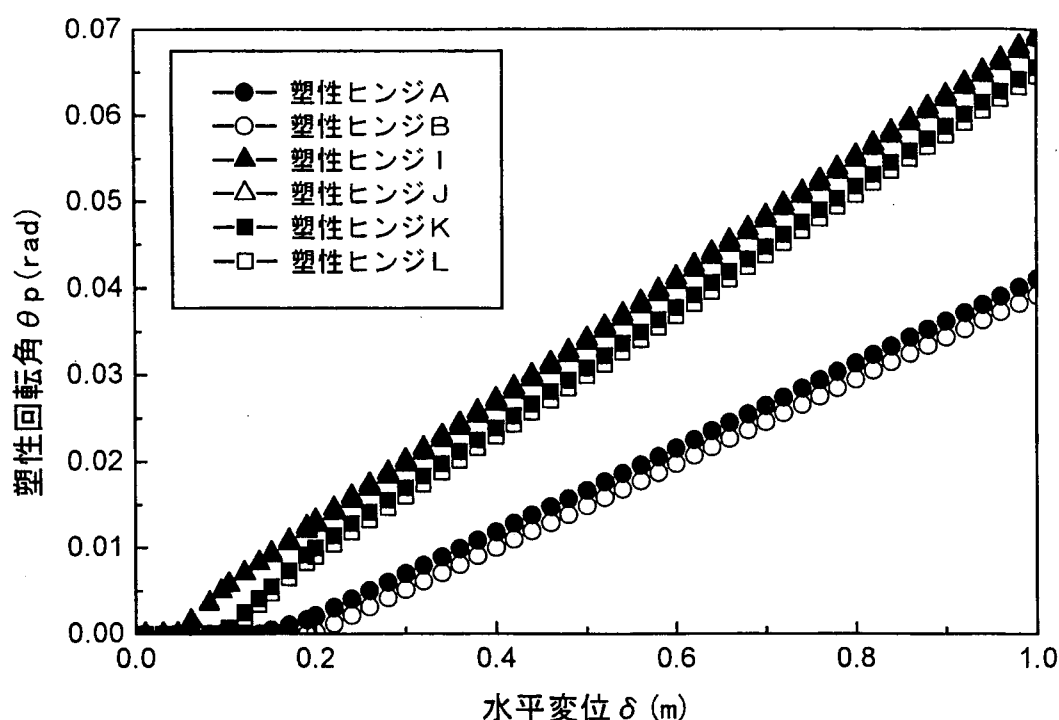


図1-15 塑性回転角 θ_p —水平変位 δ の関係（解析ケース1）

表1-4 各塑性ヒンジ位置における終局塑性回転バネ θ_{pu} （解析ケース1）

			A	B	I	J	K	L
終局時の軸力	N_u	kN	2520.3	13435.1	488.4	488.4	24.7	24.7
塑性ヒンジ長	L_p	m	0.795	0.795	0.665	0.665	0.605	0.605
降伏時の曲率	ϕ_y	1/m	0.001573	0.001839	0.002005	0.002005	0.001218	0.001338
終局時の曲率	ϕ_u	1/m	0.014088	0.009062	0.053708	0.053708	0.073073	0.031840
各塑性ヒンジの終局塑性回転角	θ_{pu}	rad	0.009949	0.005742	0.034380	0.034380	0.04347	0.018454
初降伏変位	δ_{yoi}	m	0.136	0.195	0.045	0.045	0.094	0.102
初降伏に達したときの水平力	P_{yoi}	kN	5236.8	5595.7	3167.5	3177.4	4746.4	4952.4
終局変位	δ_{ui}	m	0.362	0.313	0.510	0.502	0.682	0.336
終局に達したときの水平力	P_{ui}	kN	5595.7	5595.7	5595.7	5595.7	5595.7	5595.7

各々の塑性ヒンジ位置において、横拘束筋の体積比 ρ_s を大きくすると終局塑性回転角が大きくなるので、各塑性ヒンジ位置が終局に達するときの変位は大きくなり、また、中層はりや上層はり、柱の断面を大きくすることで橋脚の終局水平耐力は大きくなる。

ラーメン構造の面内方向の場合には、一般に橋脚全体の水平耐力が大きくなるので、はりや柱部材に作用するせん断力が大きくなり、せん断破壊型に至りやすい特性を有する。このため、耐震設計上は各部材をじん性を有する曲げ破壊型になるようにせん断耐力を向上させることが基本条件となる。

1. 2. 2 解析結果

図1-17～27に、解析ケース2～12の水平力－水平変位の関係を示す。

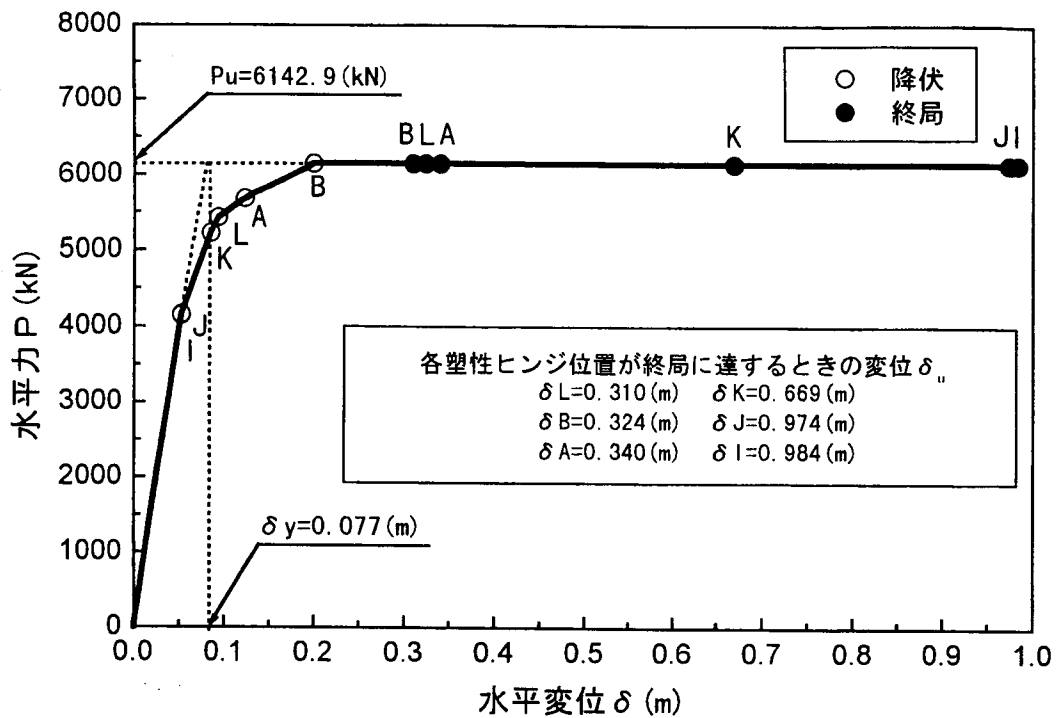


図1-17 水平力－水平変位関係（解析ケース2）

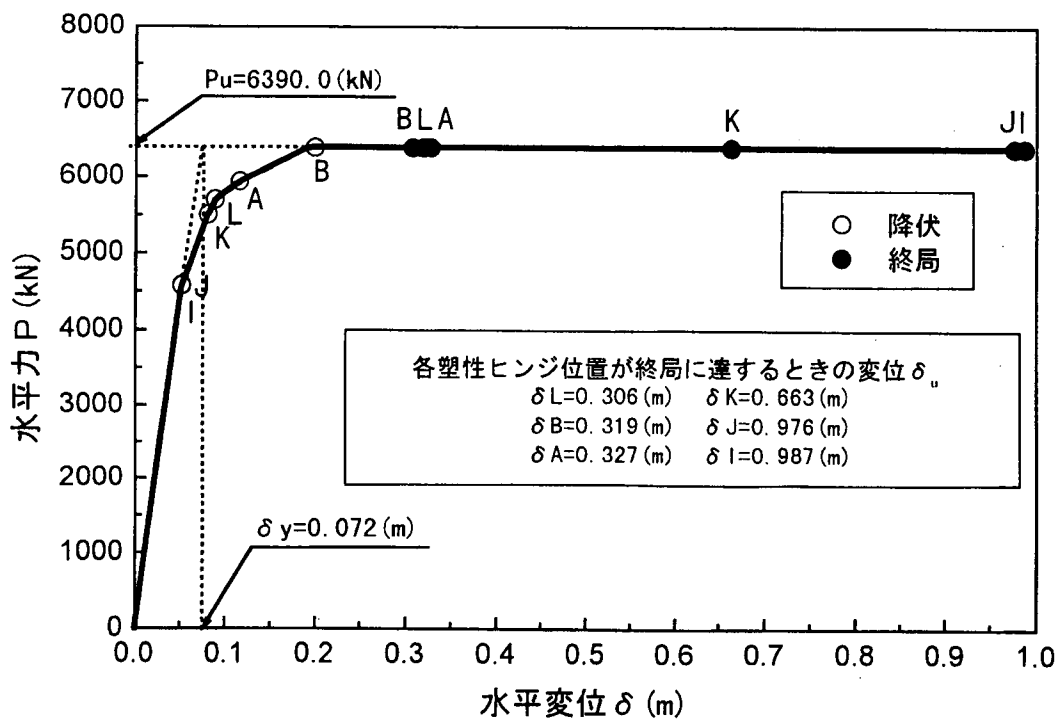


図1-18 水平力－水平変位関係（解析ケース3）

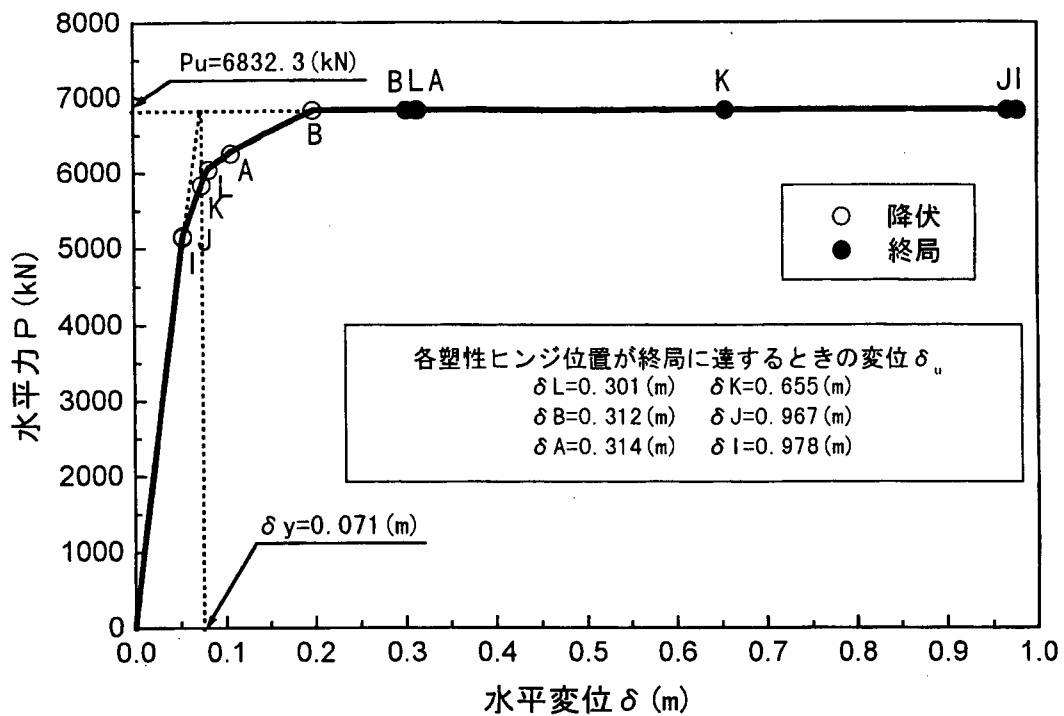


図1-19 水平力-水平変位関係 (解析ケース4)

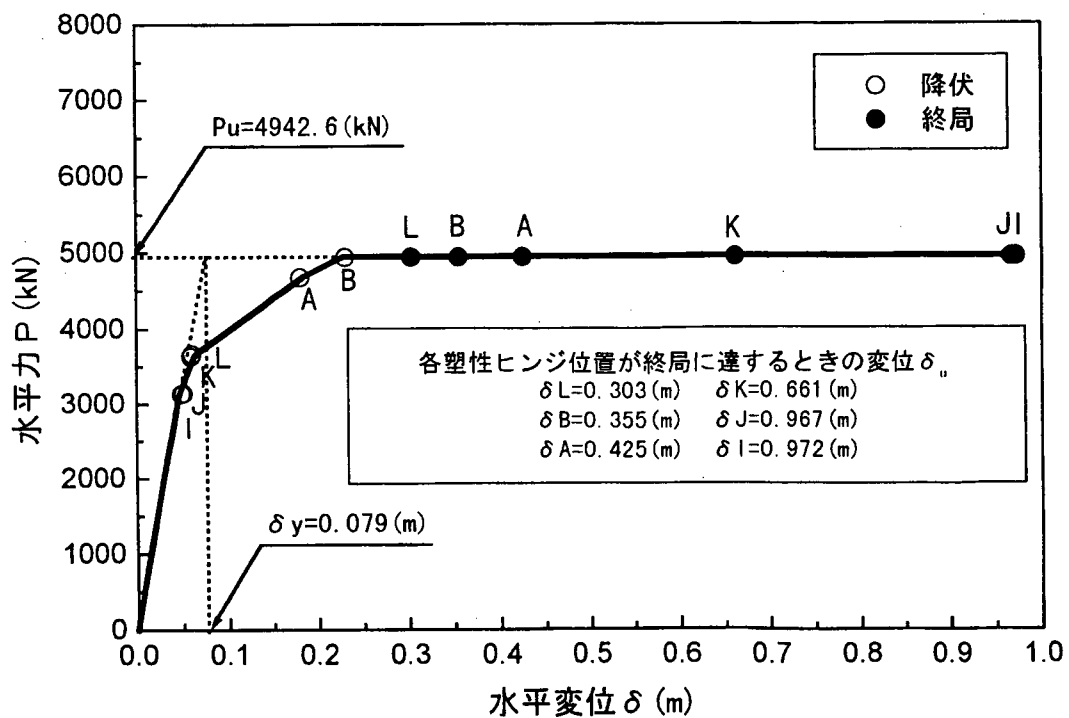


図1-20 水平力-水平変位関係 (解析ケース5)

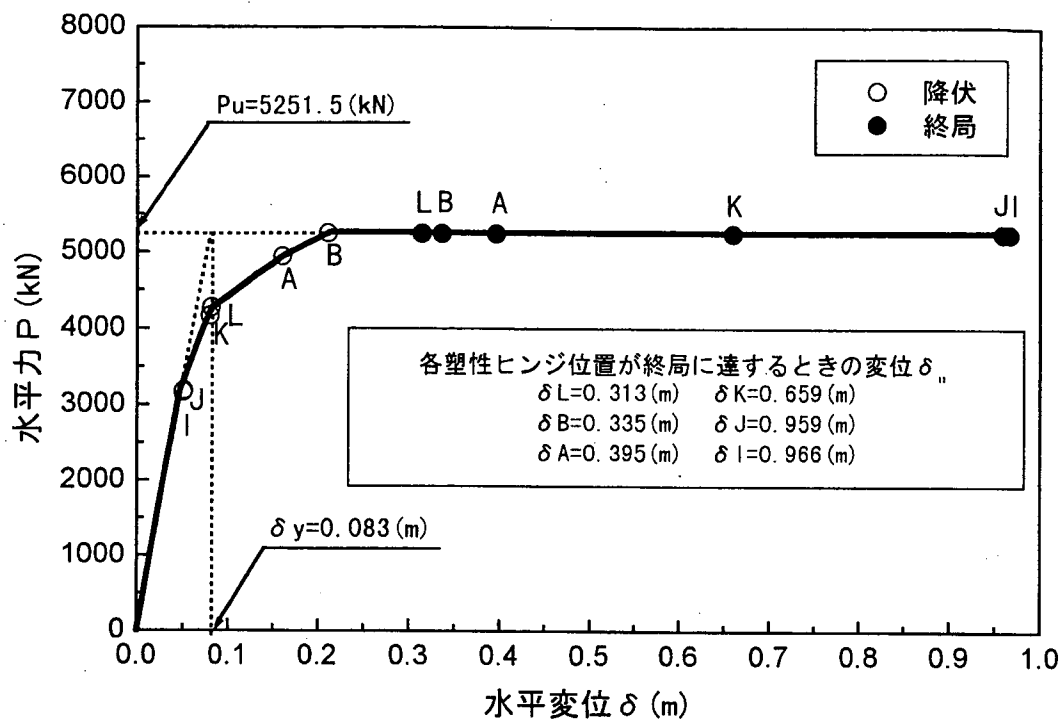


図1-21 水平力-水平変位関係（解析ケース6）

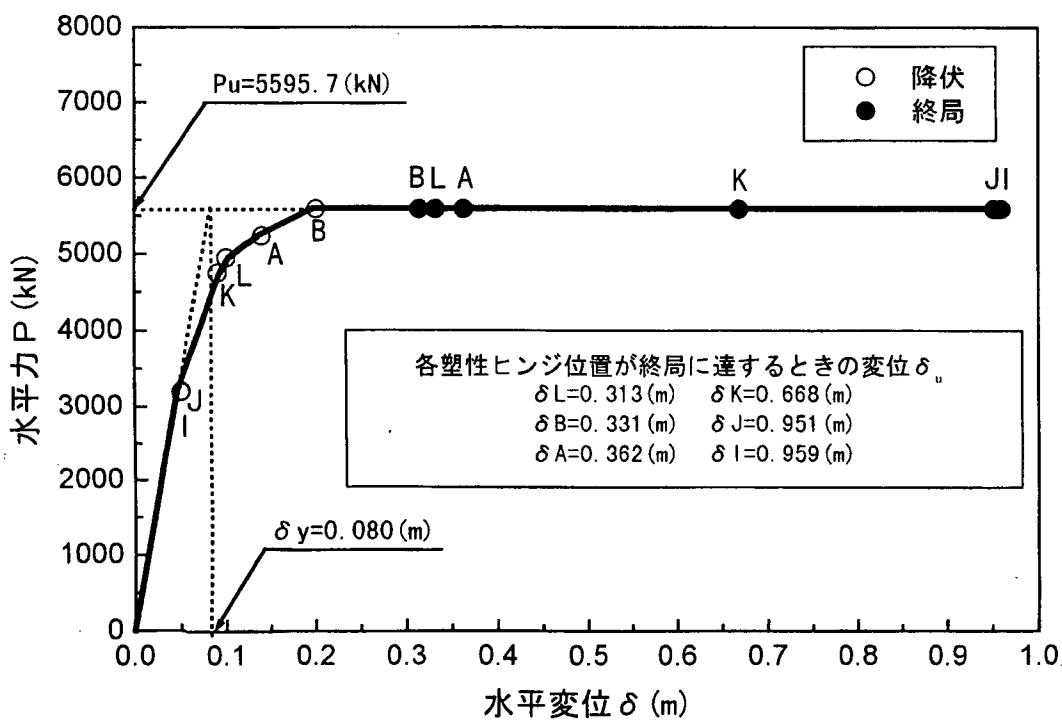


図1-22 水平力-水平変位関係（解析ケース7）

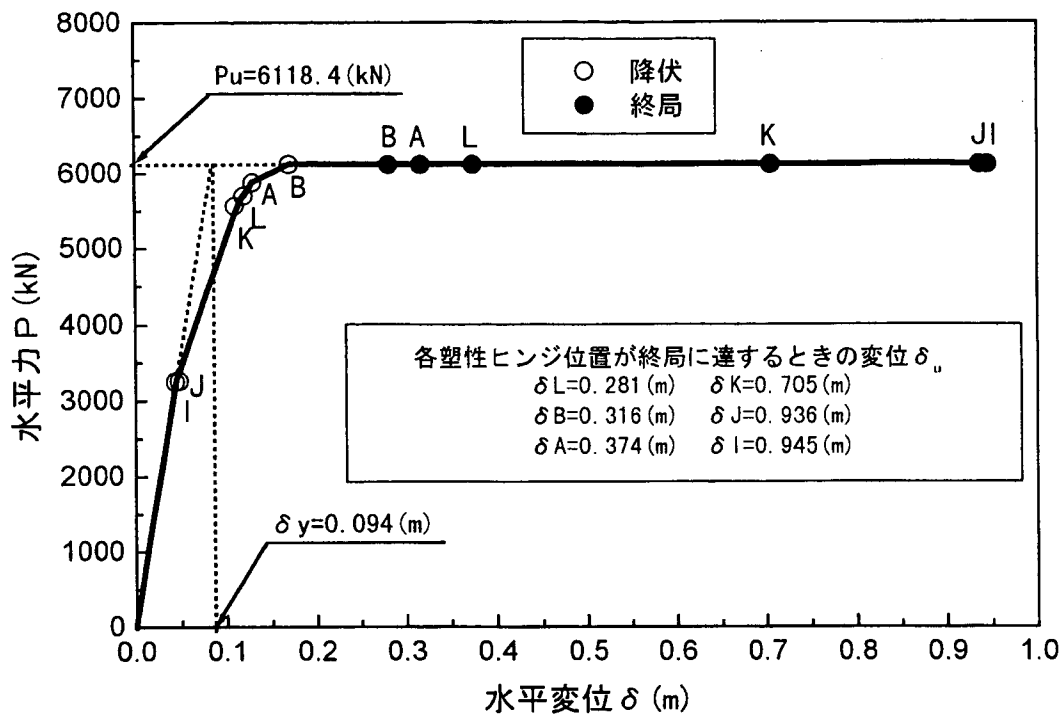


図 1-23 水平力-水平変位関係 (解析ケース 8)

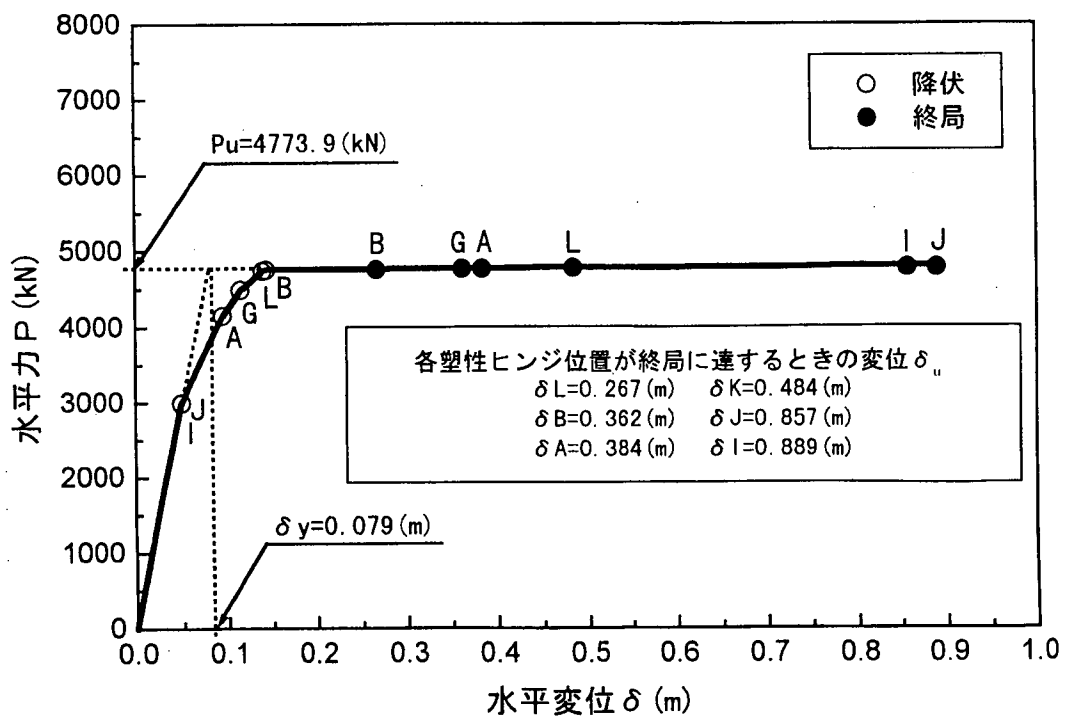


図 1-24 水平力-水平変位関係 (解析ケース 9)

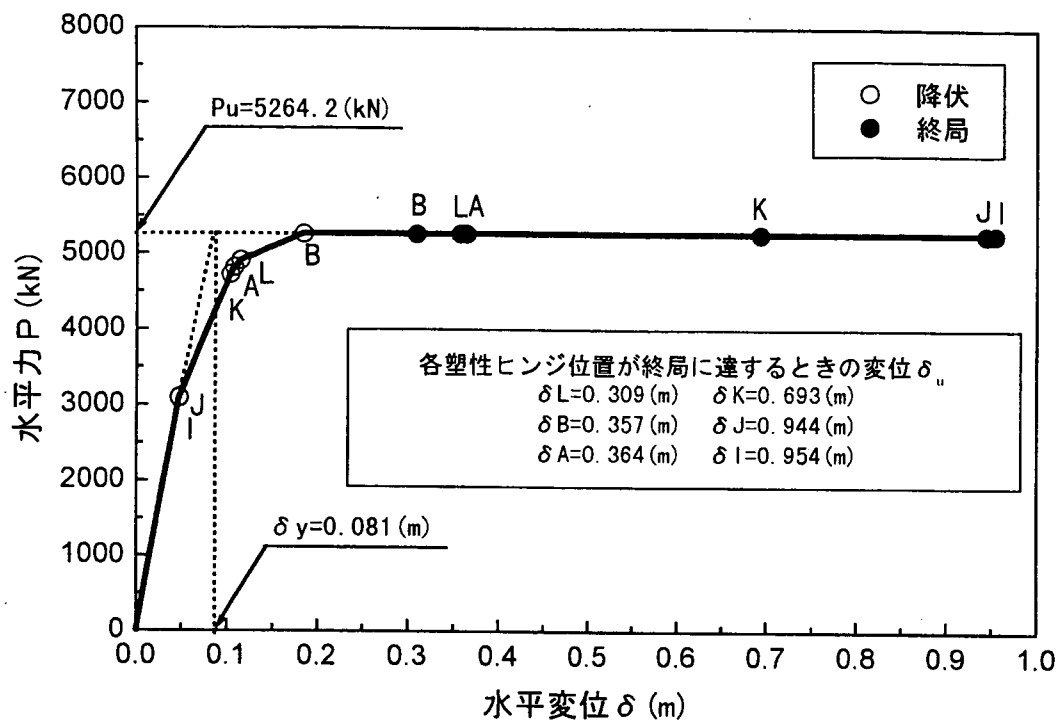


図 1-25 水平力-水平変位関係 (解析ケース10)

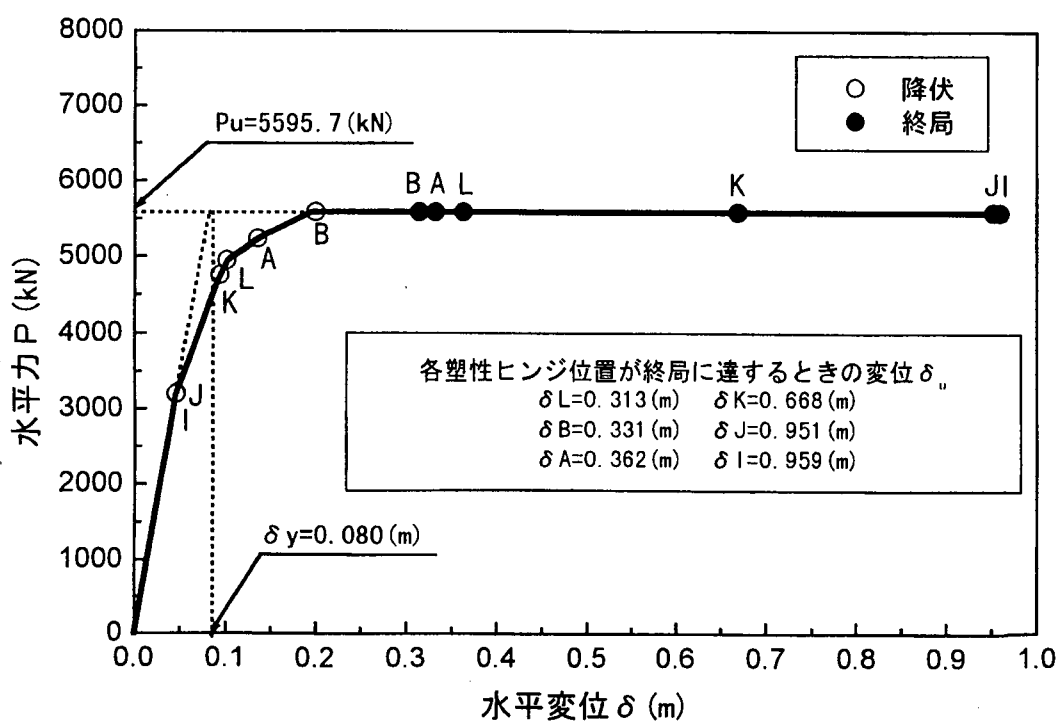


図 1-26 水平力-水平変位関係 (解析ケース11)

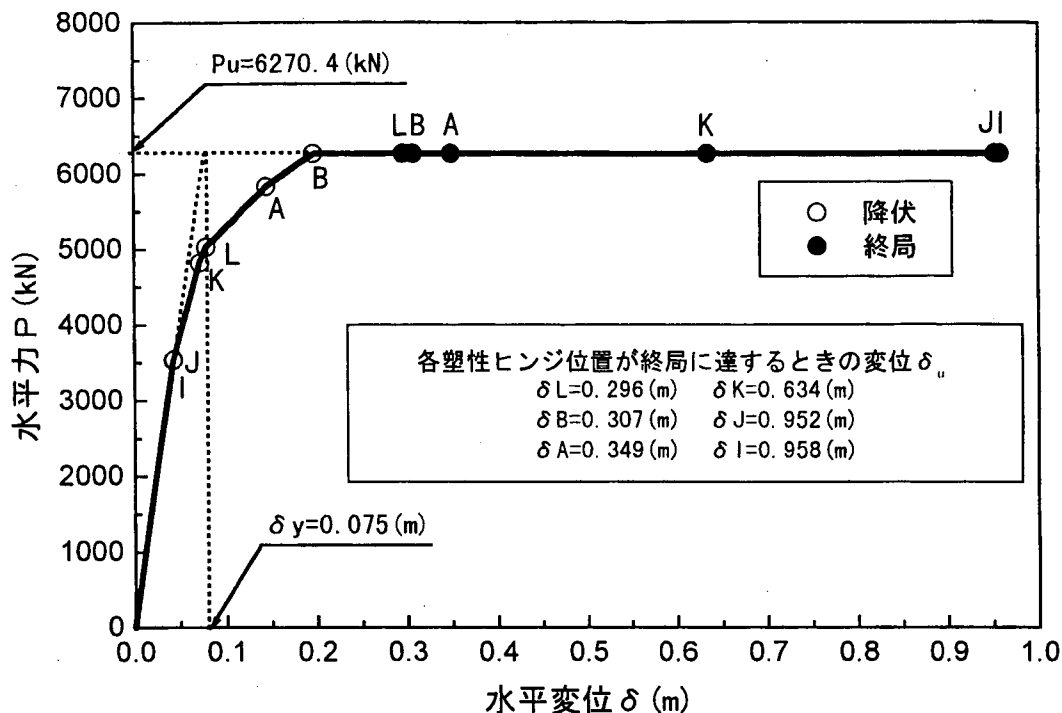


図1-27 水平力-水平変位関係(解析ケース12)

また、図1-28は、中層はりの横拘束筋の体積比 ρ_s を変化させた場合の各塑性ヒンジ位置におけるせん断力とせん断耐力の比を示したものである。グラフの縦軸はせん断力 S をせん断耐力 P_s で除した S/P_s とし、 $S/P_s=1.0$ を基準として曲げ破壊型かせん断破壊型かの破壊形態を判定することができる。せん断力は、各塑性ヒンジ位置において終局変位に達するときの値である。これによると、本橋脚の場合には中層はりの横拘束筋の体積比 ρ_s が1.77%以上で曲げ破壊型($S/P_s \leq 1.0$)となる。

図1-29~31は、それぞれ中層はり、上層はり、柱の断面を変化させた場合の各塑性ヒンジ位置におけるせん断力とせん断耐力の比を示したものである。この中で、中層はりについては断面を変化させても横拘束筋の体積比はすべて一律に0.88%に設定した。これは、中層はりの剛性を大きくするだけで破壊形態がせん断破壊から曲げ破壊へ移行できるかどうかを検討するためである。

まず、図1-29の中層はりの断面を変化させた解析では、中層はりの剛性を大きくするだけでは中層はりの S/P_s は1.0を下回ることはないので、中層はりがせん断破壊型から曲げ破壊型に移行することはないことがわかる。これは中層はりの剛性を大きくするとせん断耐力 P_s が大きくなるが、同時に、発生せん断力 S も大きくなるためである。次に、図1-30によると、上層はりの剛性が大きくなるにつれて上層はり自身の S/P_s は大きくなり、解析ケース7ではせん断破壊型($S/P_s > 1.0$)に移行した。また、図1-31によると、柱の剛性が大きくなるにつれて柱自身の S/P_s は大きくなる傾向があるが、この場合ははり部材のせん断力には影響を与えないことがわかる。

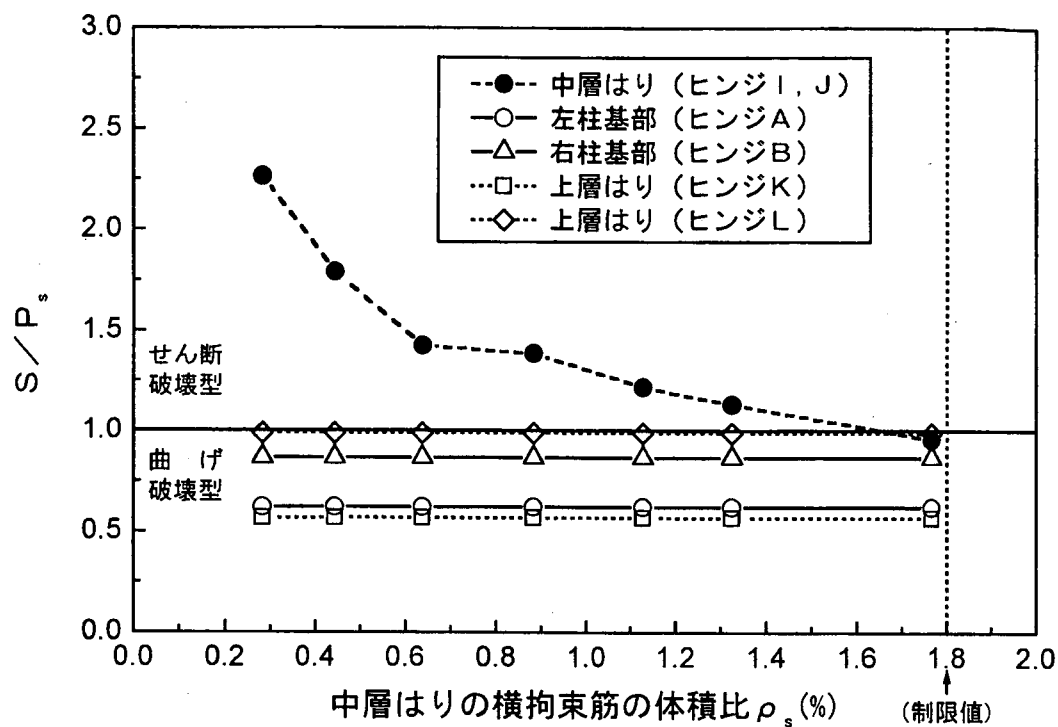


図1-28 中層はりの横拘束筋の体積比と S/P_s の関係

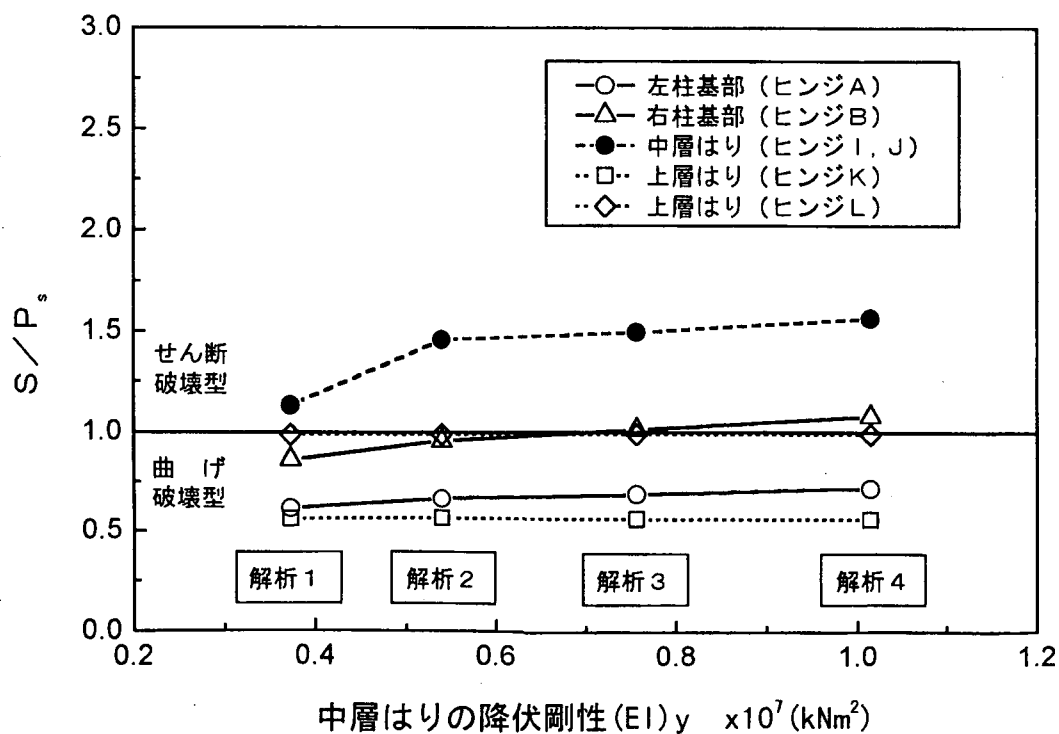


図1-29 中層はりの降伏剛性と S/P_s の関係

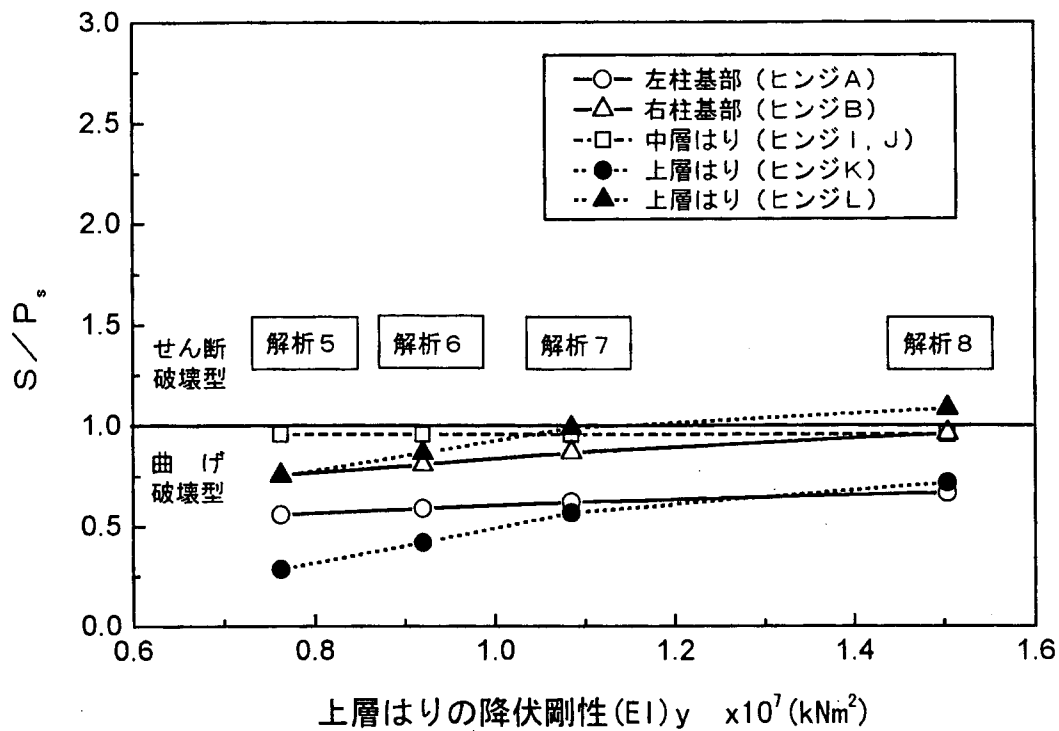


図1-30 上層はりの降伏剛性と S/P_s の関係

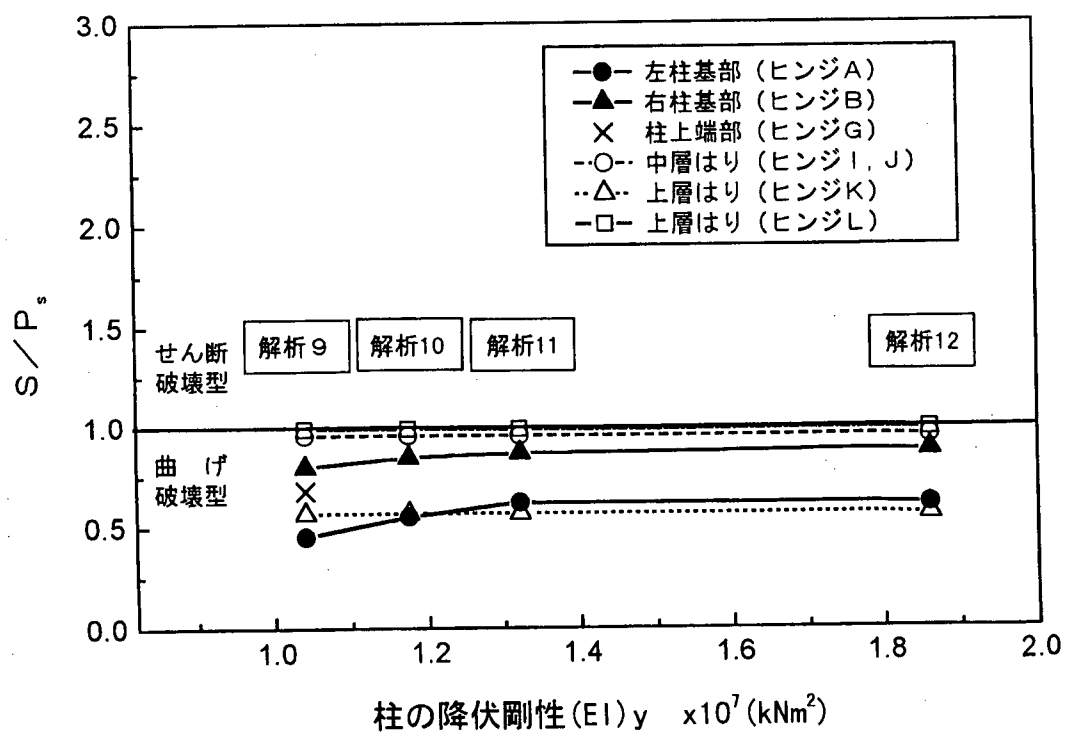


図1-31 柱の降伏剛性と S/P_s の関係

1. 3 地震応答特性

1. 3. 1 解析方法

図1-2の骨組モデルの中で、塑性ヒンジ長 l_p に相当する弾塑性回転バネを設けた要素を2次元弾塑性はり要素⁵⁾とし、また、離散系モデルで質量が有限個の節点に集中しているとしてモデル化した。部材の節点分割数は低次の主要な振動モードが再現できる程度としてモデル化し、非線形時刻歴応答解析を行った。解析ソフトとしては、日本電子計算株式会社の「TDA PⅢ」を用いた。以下に解析諸元を示す。

1) 解析モデルと履歴モデル

図1-32に解析モデルを示す。また、各部材の履歴モデルは、図1-33に示すように、剛性低下を考慮しない、軸力変動型の完全バイリニアモデルを用いた。

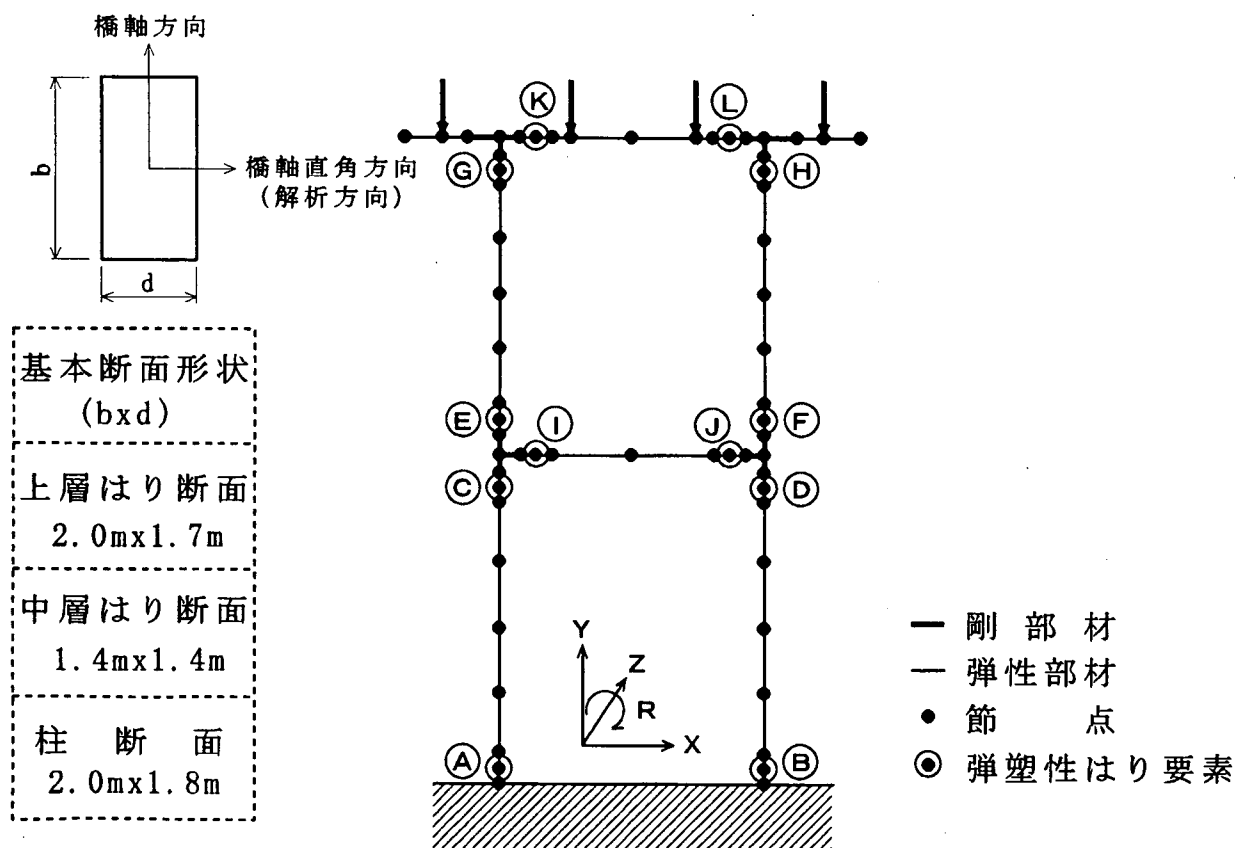


図1-32 解析モデル

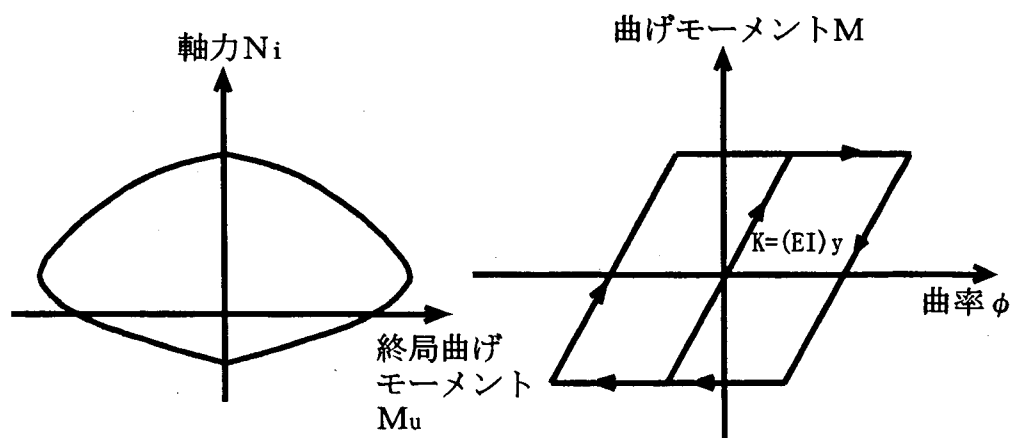


図 1 - 33 履歴特性

2) 数値計算

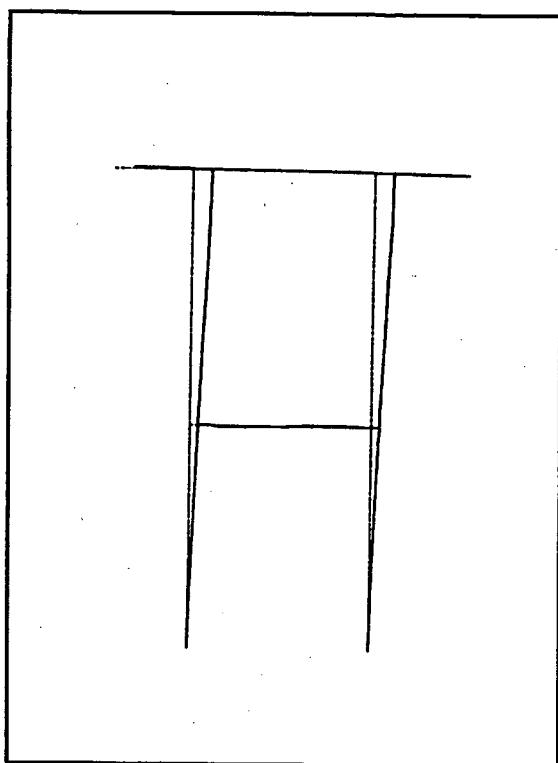
数値計算にはNewmarkの β 法を使い、 $\beta=1/4$ とし、また、応答計算の時間刻みは0.005sとした。また、時々刻々と変化する軸力に対して終局モーメント M_u を変化させ、各時間ステップごとに橋脚全体の剛性を収束させた。

3) 減衰定数

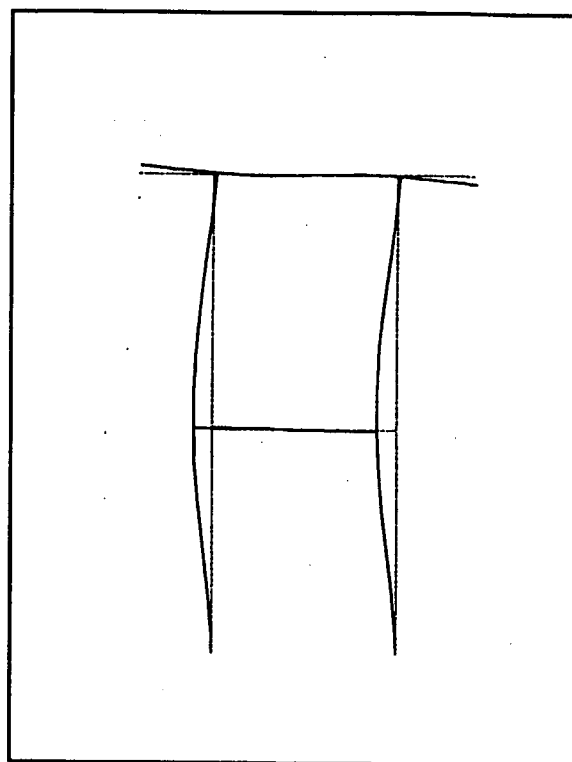
地震時に橋脚に作用する減衰としては、i)橋脚の非線形復元力特性に起因する履歴減衰、ii)橋脚の粘性減衰、iii)橋脚躯体から下部構造を通して周辺の地盤に振動エネルギーが逃げていくことに起因する逸散減衰、iv)上部構造との摩擦、空気との摩擦等による減衰、等がある。このうちiv)による減衰は一般に小さいことから、i)およびii)、iii)が主要なものとなる。非線形動的解析では、計算上の過程でi)による減衰を自動的に見込むことができる。したがって、上記ii)、iii)およびiv)に伴う減衰は別途見込む必要があるが、ここでは、iii)およびiv)に伴う減衰は無視している。ii)の粘性減衰マトリクスとしては、降伏剛性を用いたReyleigh減衰とした⁶⁾。表1-5に、中層はりの降伏剛性を変化させたケースのうち、解析ケース1の構造モデルにおける各振動モードの有効質量および固有周期を示す。これによると、1次モードの有効質量が87%であり、他のモードに比較して大きく、本橋脚では1次モードが卓越することがわかる。また、2次モードまで考慮すると有効質量の累積は93%となる。したがって、Reyleigh減衰としては、1次および2次の振動数に着目し、各々の振動数に対する減衰定数を2%とした。図1-34に各振動モードを示す。

表 1 - 5 各振動モードの有効質量および固有周期

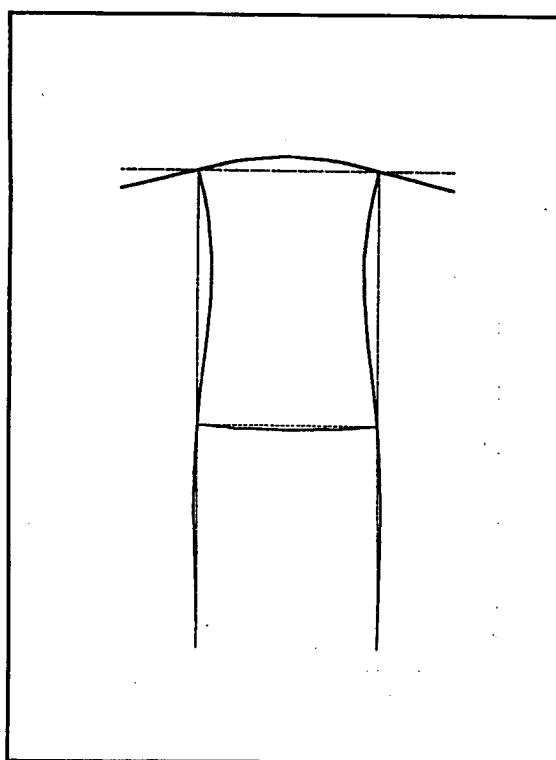
次 数	固有周期 (sec)	有効質量 (%)	有効質量の 累積(%)
1	0.704	87	87
2	0.107	6	93
3	0.087	0	93
4	0.065	1	94
5	0.062	0	94



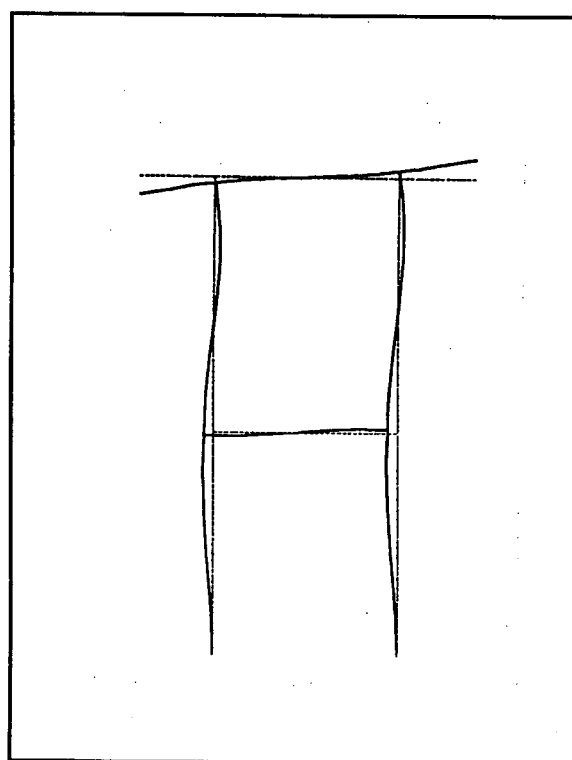
1次モード



2次モード



3次モード



4次モード

図1-34 振動モード（解析ケース1）

4) 入力地震動

入力地震動としては、既往の強震記録を「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」¹⁾の6.3(3)項に規定される加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した加速度波形を用いた。解析では、タイプⅠ地震動9波形(Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤それぞれ3波形ずつ)、およびタイプⅡ地震動9波形の計18波形を用いた⁷⁾。

1. 3. 2 解析結果

図1-35に、タイプⅡでⅡ種地盤の地震波に対して、解析ケース1における上層はり位置の応答変位と各塑性ヒンジ位置の応答履歴(曲げモーメント-曲率関係)を示す。

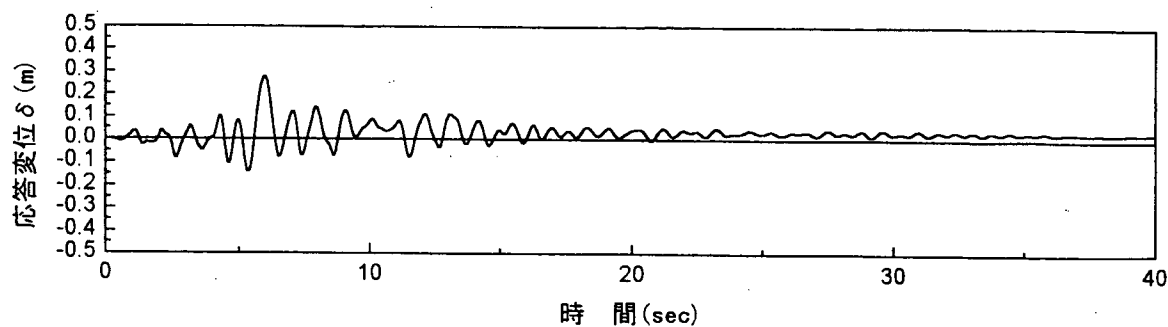
図1-36~44は、Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤のそれぞれについて、タイプⅠ地震動に対して中層はり、上層はり、柱の降伏剛性を変化させた場合の各塑性ヒンジ位置に生じる最大応答曲率 ϕ_{max} を示したものである。また、図1-45~53は、タイプⅡ地震動に対する最大応答曲率 ϕ_{max} を示したものである。グラフの縦軸は最大応答曲率を各断面の終局曲率で除した ϕ_{max}/ϕ_u を表す。ここで、応答値は3波形の入力地震動に対する平均値を用いている。

図1-36~44によると、タイプⅠ地震動に対しては、柱の剛性の小さい解析ケース7を除いて、 ϕ_{max}/ϕ_u は1.0を大きく下回っている。

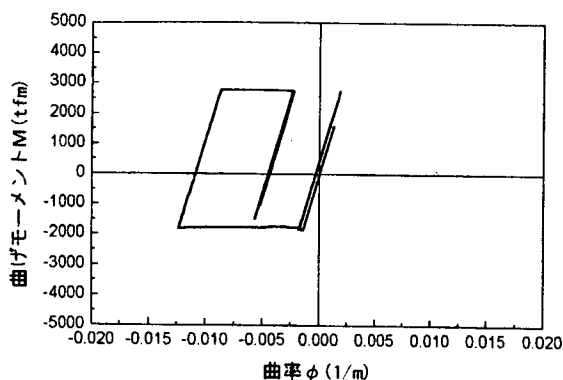
図1-45、48、51によると、タイプⅡ地震動に対して中層はりの剛性を大きくすることで、柱部材に生じる最大応答曲率を小さくして $\phi_{max}/\phi_u \leq 1.0$ とすることが可能である。これは、中層はりの剛性を大きくすることでラーメン橋脚全体の剛性が大きくなり、応答が小さくなるためである。

これに対して、図1-46、49、52によると、上層はりの剛性が大きくなるにつれて、上層はり自身の応答曲率は小さくなるが、柱部材の応答曲率が逆に大きくなる傾向があることがわかる。これは、はり部材と柱部材の剛性のバランスにより、上層はりの剛性を大きくすると相対的に柱の剛性が小さくなり、柱基部の応答曲率が大きくなったものとする。即ち、今回解析対象とした橋脚のように、上部構造による地震時慣性力が上層はり位置に作用する場合に、柱基部の地震時応答を小さくするためには、上層はりの剛性を大きくするよりも中層はりの剛性を大きくする方が有効であることがわかる。

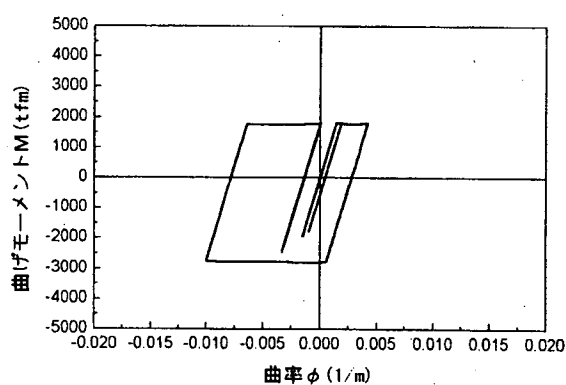
また、図1-47、50、53によると、柱の剛性が大きくなるにつれて、柱部材の応答曲率は小さくなっているが、はり部材の最大応答曲率はほとんど変化していない。また、柱の剛性が小さい解析ケース9では、柱基部(A、B)、中層はり(I、J)、上層はり(K、L)に加えて2層目柱上端の塑性回転バネ(G、H)が塑性域に達して塑性ヒンジとなり、合計8個の塑性ヒンジが生じた。この理由は、動的解析の中で、時々刻々と変化する軸力に対して曲げ耐力の小さい2層目柱上端部も降伏耐力に達して塑性化したためである。図1-31に示した静的解析結果では、A、B、I、J、G、Lの6箇所の位置に塑性化が生じたが、静的解析における荷重の作用方向の対称性を考えると、動的解析で生じた8箇所の塑性ヒンジと静的解析とは対応している。



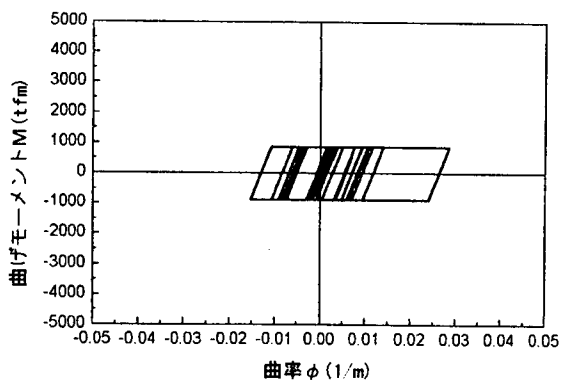
(a) 上層はり位置の応答変位



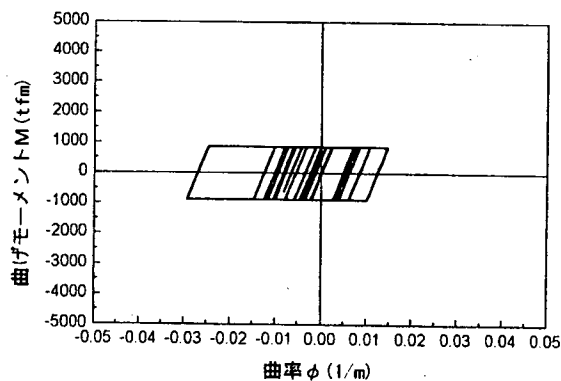
柱基部（塑性ヒンジA）



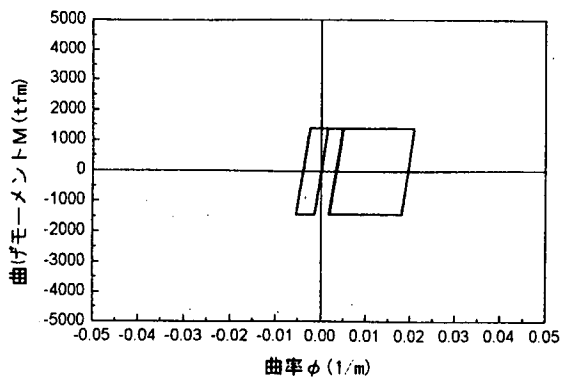
柱基部（塑性ヒンジB）



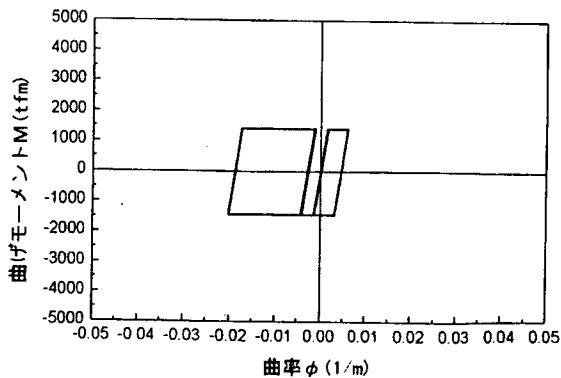
中層はり（塑性ヒンジI）



中層はり（塑性ヒンジJ）



上層はり（塑性ヒンジK）



上層はり（塑性ヒンジL）

図1-35 上層はり位置の応答変位と各塑性ヒンジ位置の応答履歴（解析ケース1）

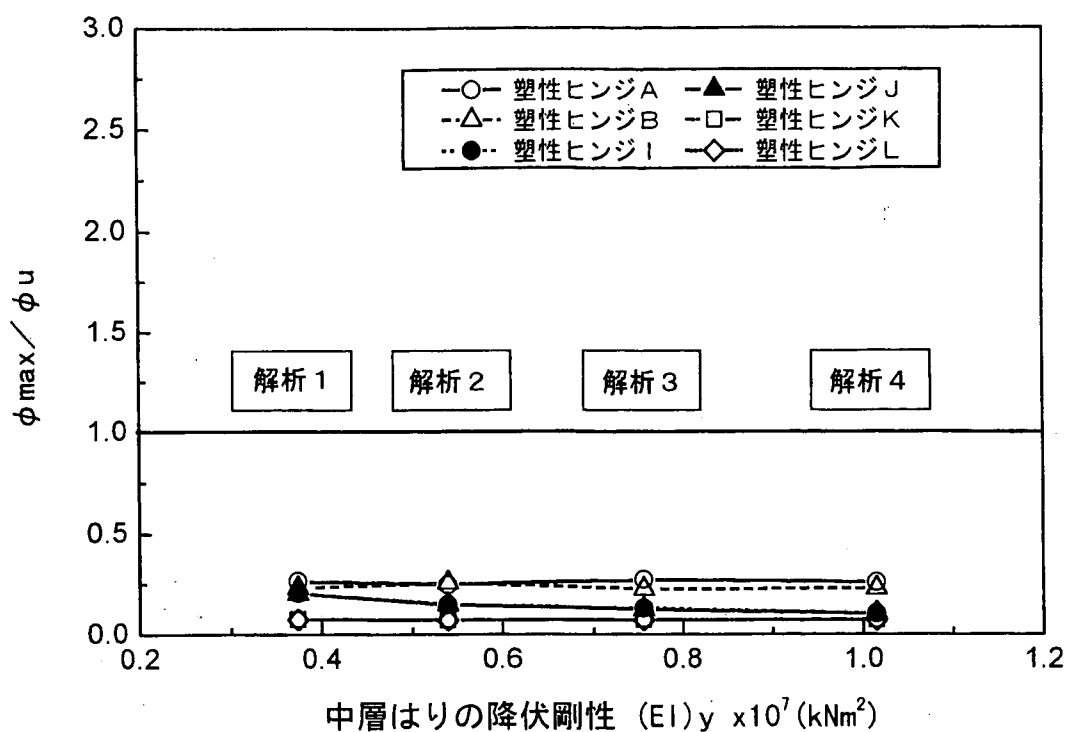


図 1-36 中層はりの降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (I 種地盤、タイプ I 地震動)

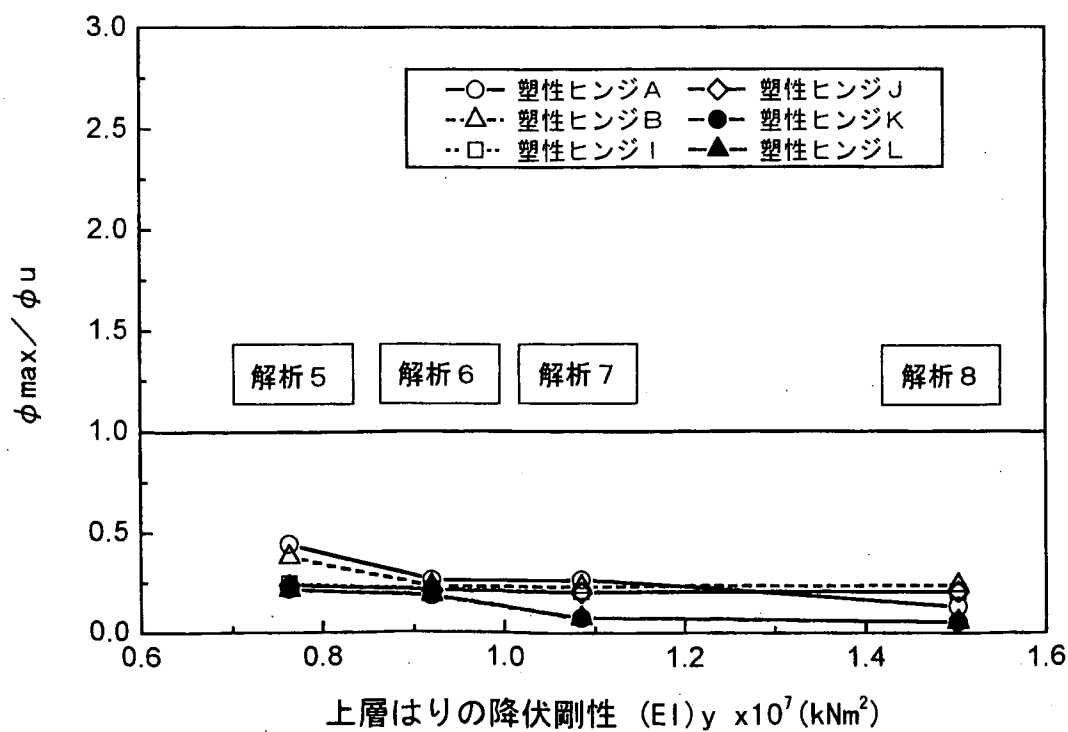


図 1-37 上層はりの降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (I 種地盤、タイプ I 地震動)

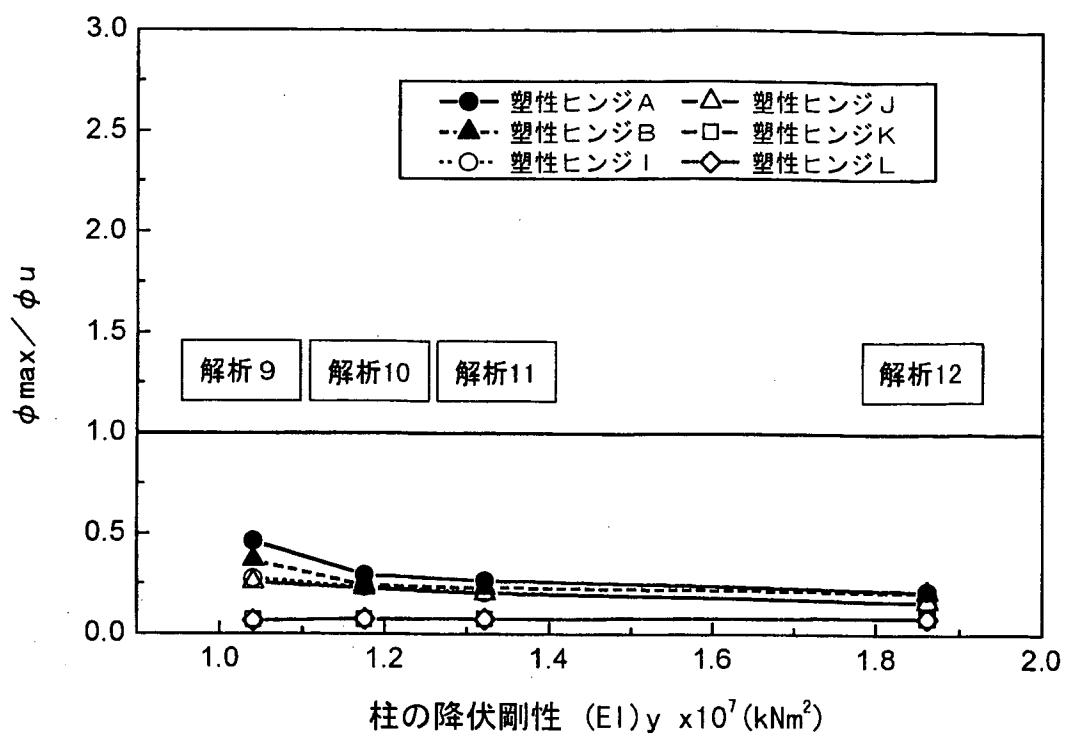


図1-38 柱の降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (I 種地盤、タイプ I 地震動)

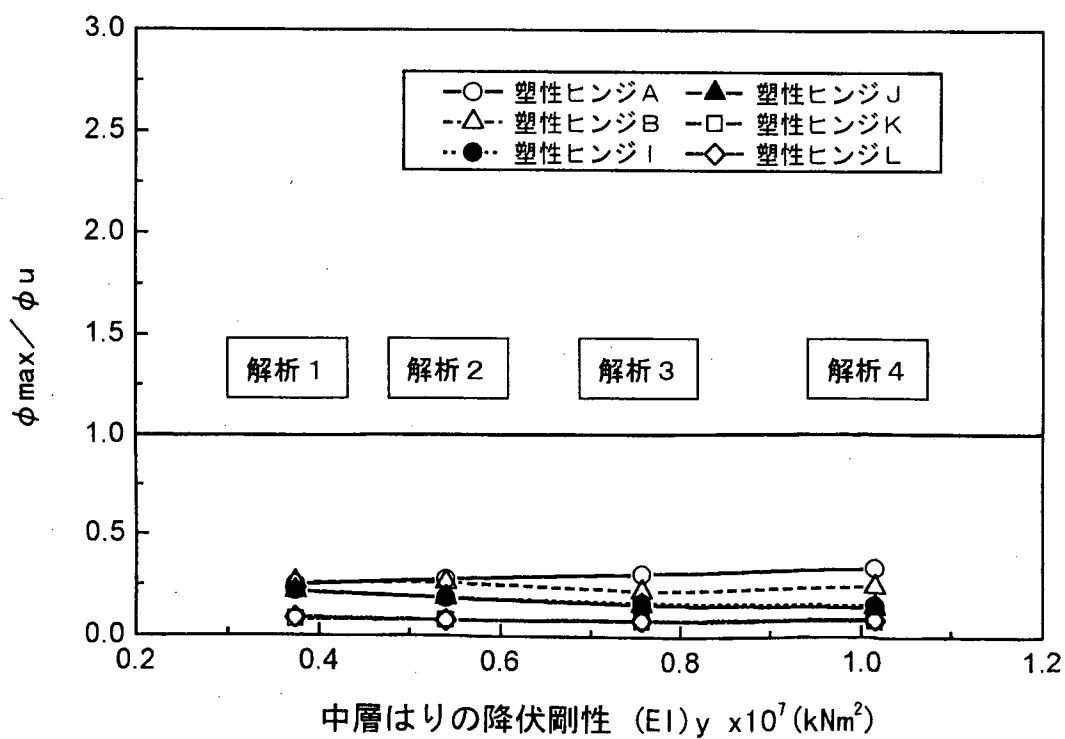


図1-39 中層はりの降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (II 種地盤、タイプ I 地震動)

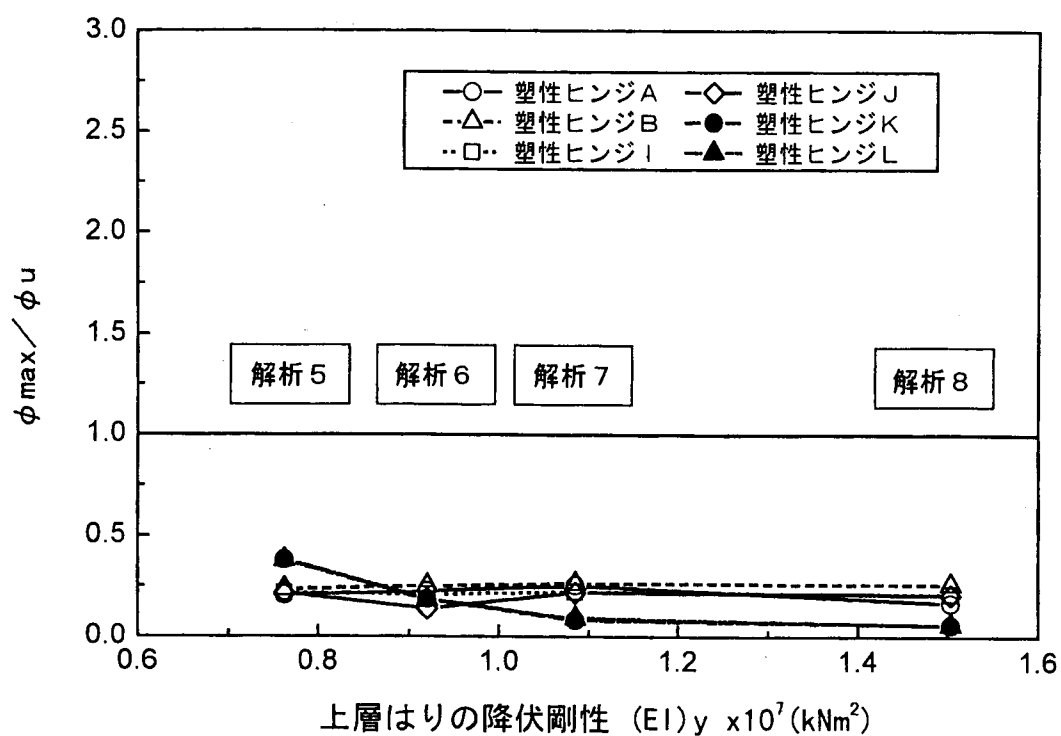


図1-40 上層はりの降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (Ⅱ種地盤、タイプⅠ地震動)

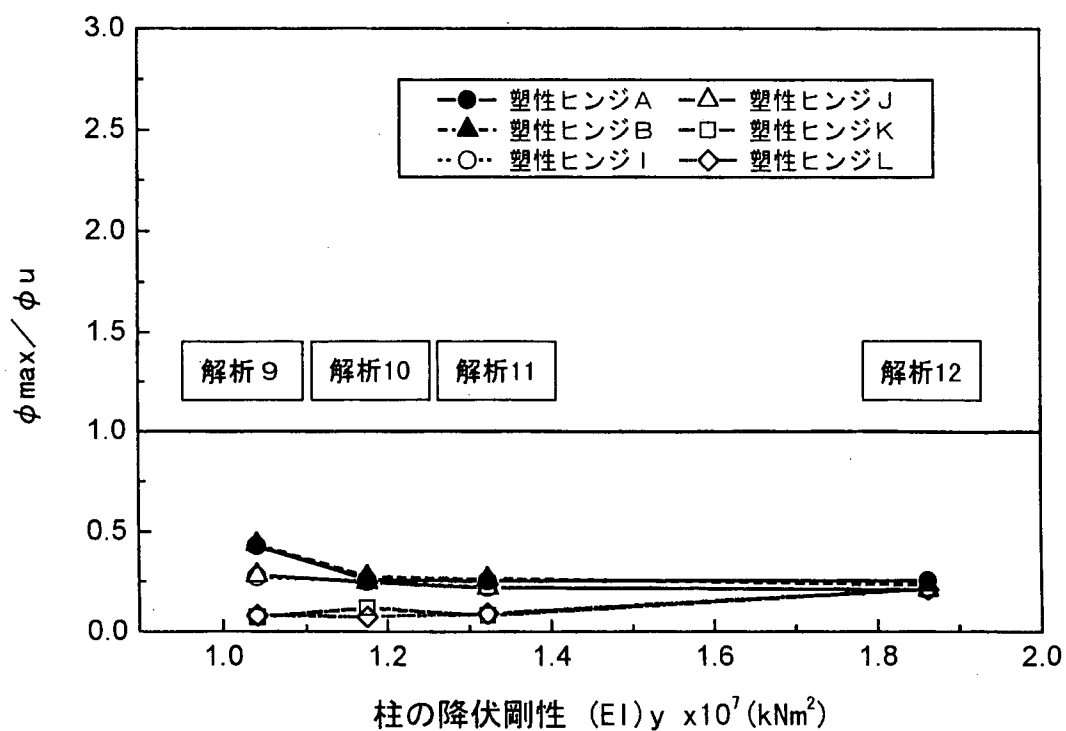


図1-41 柱の降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (Ⅱ種地盤、タイプⅠ地震動)

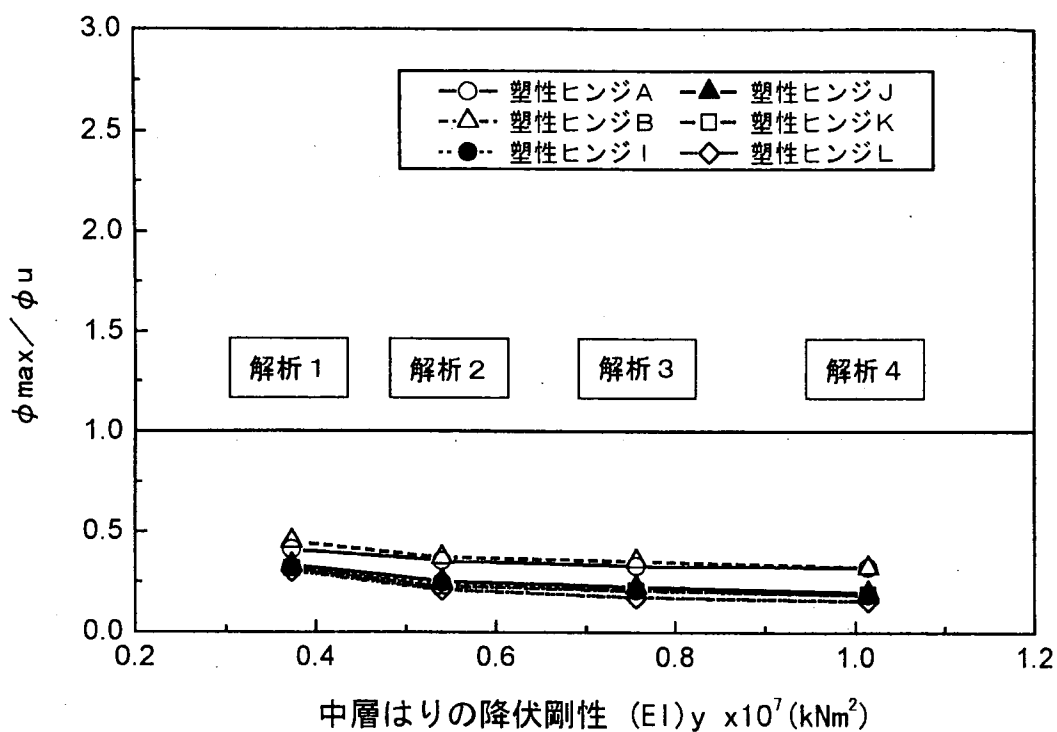


図1-42 中層はりの降伏剛性と $\phi_{\max}/\phi_u$ の関係 (Ⅲ種地盤、タイプ I 地震動)

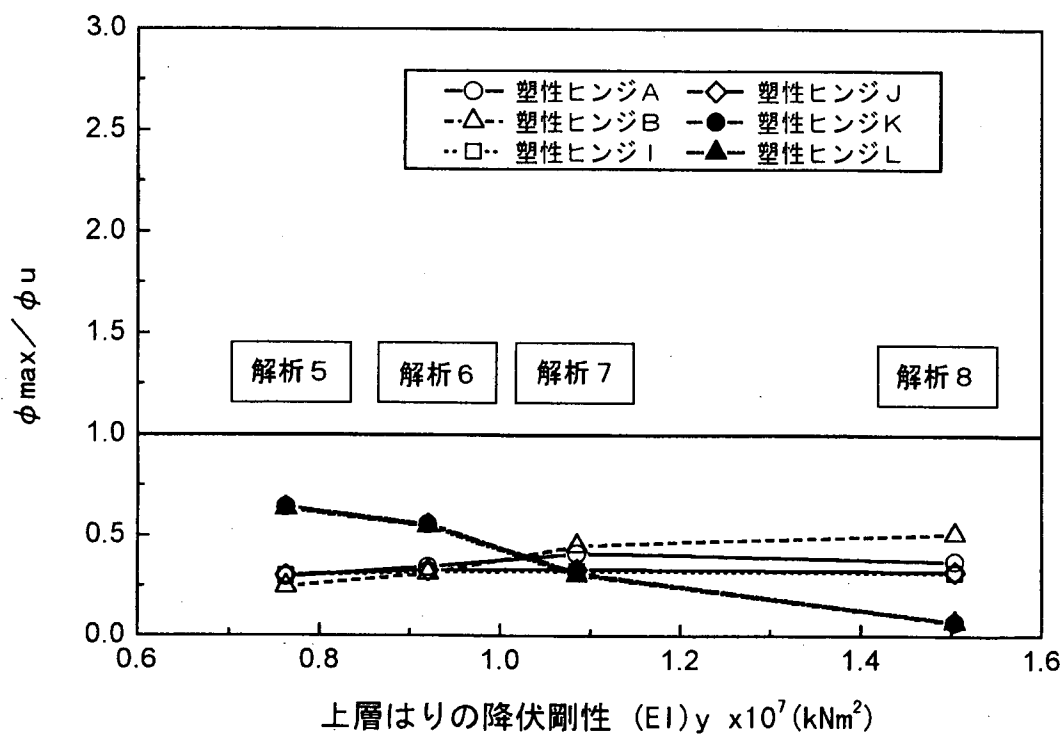


図1-43 上層はりの降伏剛性と $\phi_{\max}/\phi_u$ の関係 (Ⅲ種地盤、タイプ I 地震動)

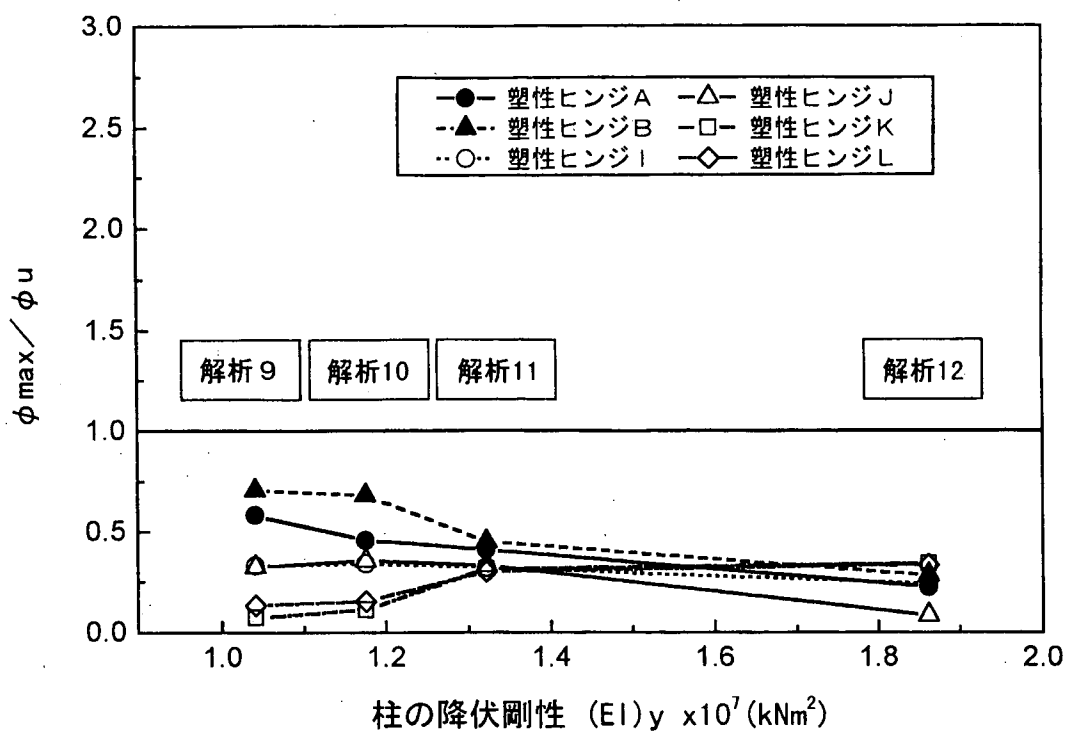


図1-44 柱の降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (Ⅲ種地盤、タイプⅠ地震動)

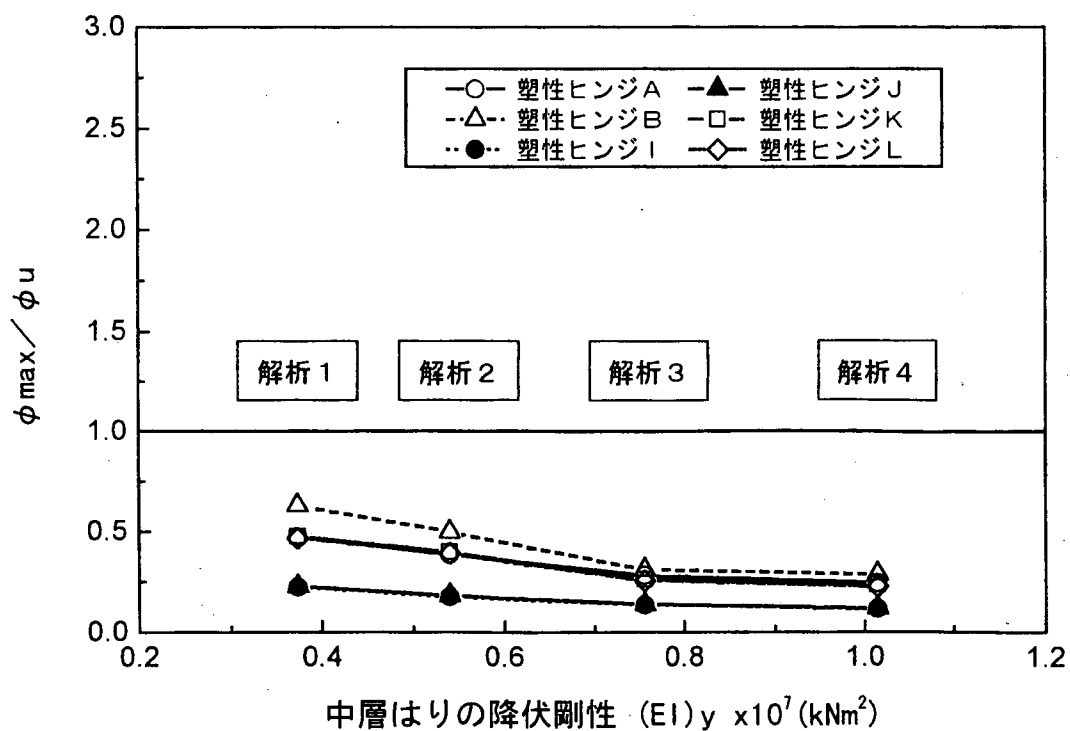


図1-45 中層はりの降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (Ⅰ種地盤、タイプⅡ地震動)

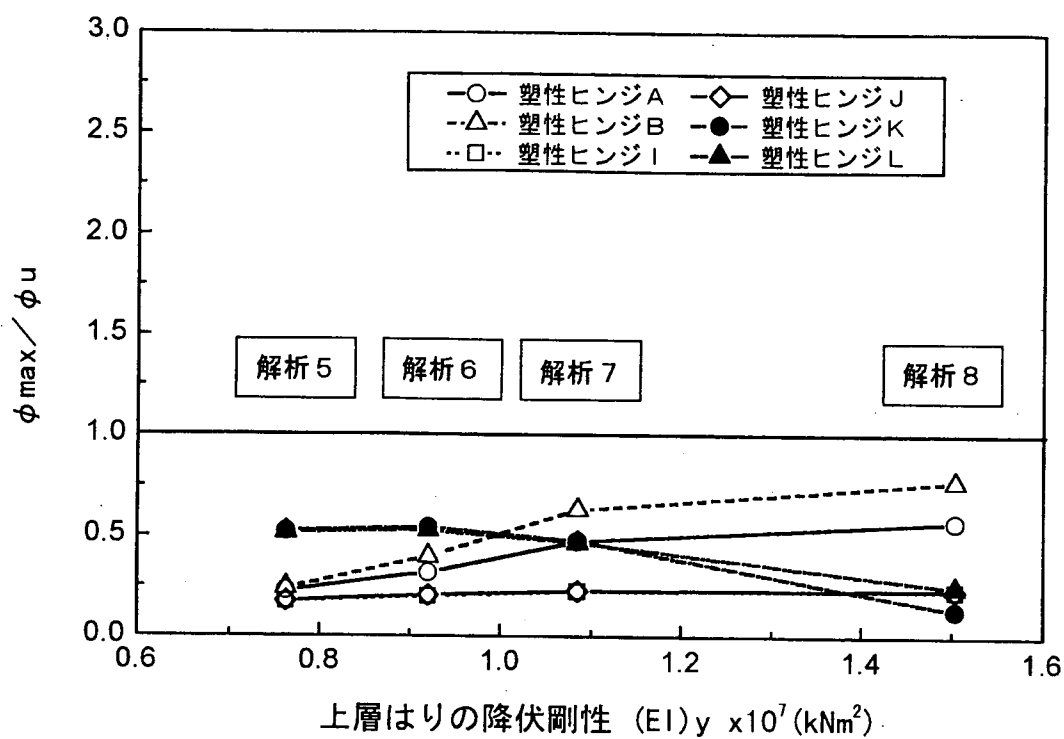


図1-46 上層はりの降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (I 種地盤、タイプII地震動)

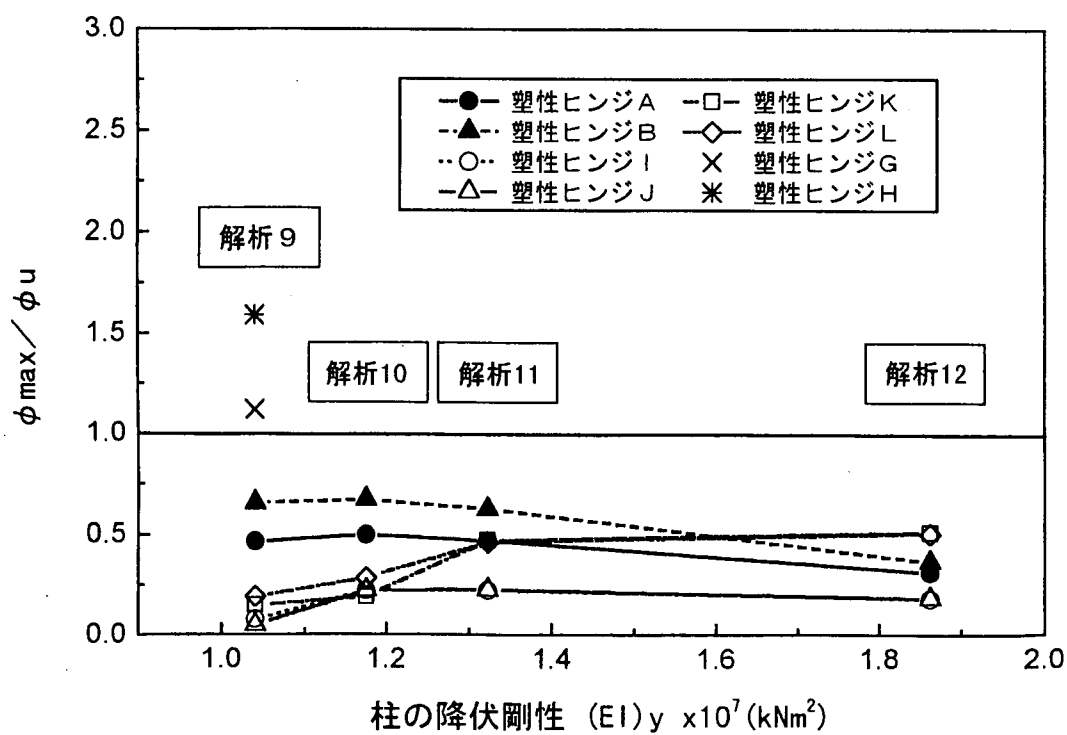


図1-47 柱の降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係 (I 種地盤、タイプII地震動)

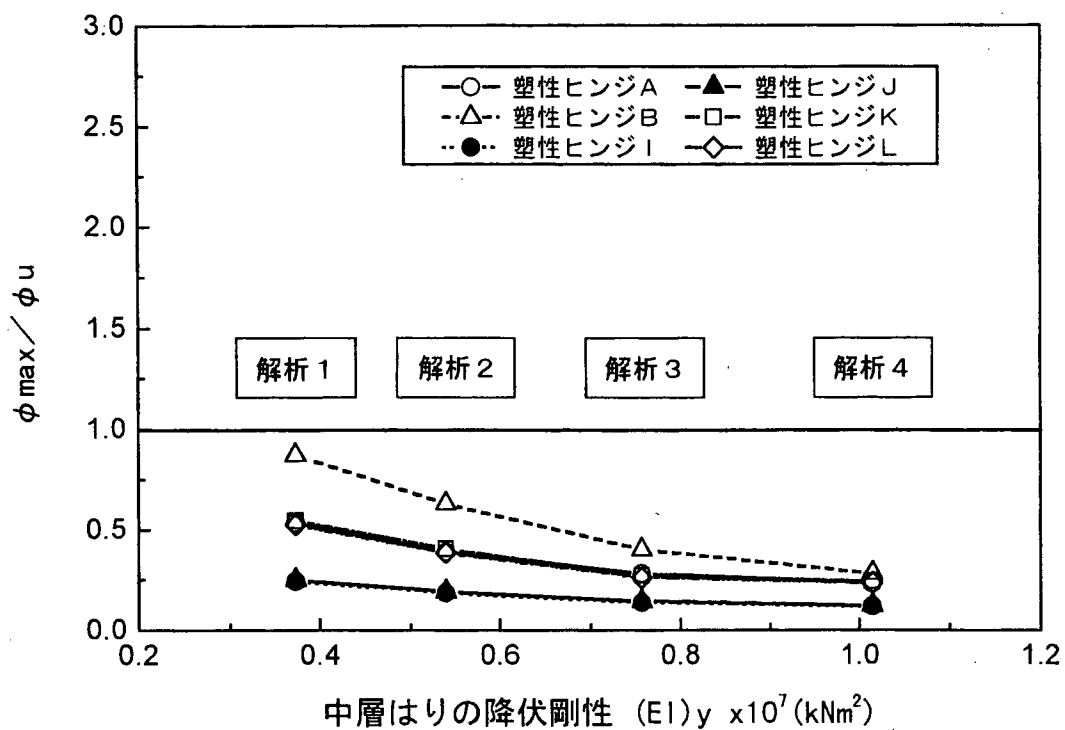


図1-48 中層はりの降伏剛性と $\phi_{\max}/\phi_u$ の関係 (Ⅱ種地盤、タイプⅡ地震動)

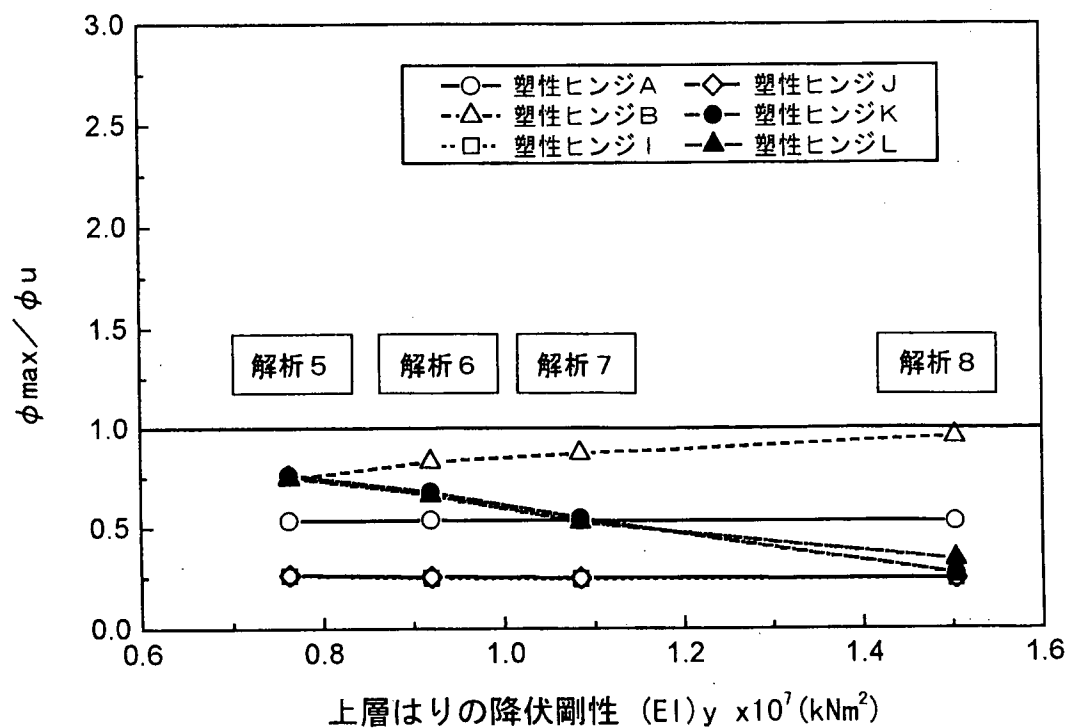


図1-49 上層はりの降伏剛性と $\phi_{\max}/\phi_u$ の関係 (Ⅱ種地盤、タイプⅡ地震動)

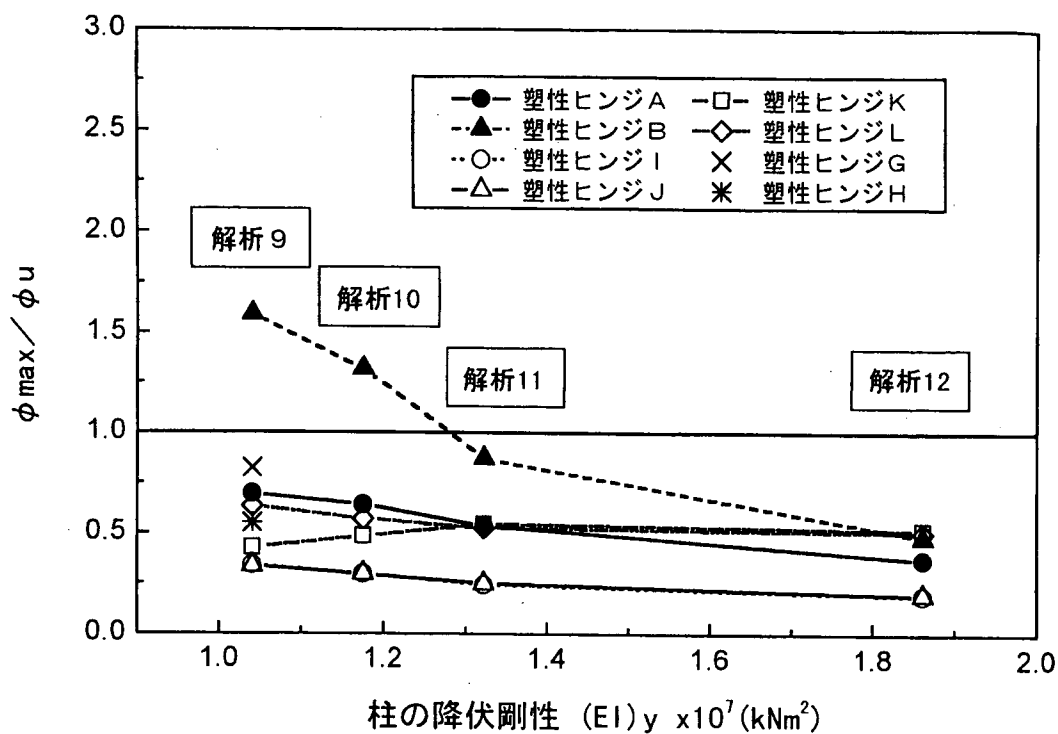


図1-50 柱の降伏剛性と $\phi_{\max} / \phi_u$ の関係 (Ⅱ種地盤、タイプⅡ地震動)

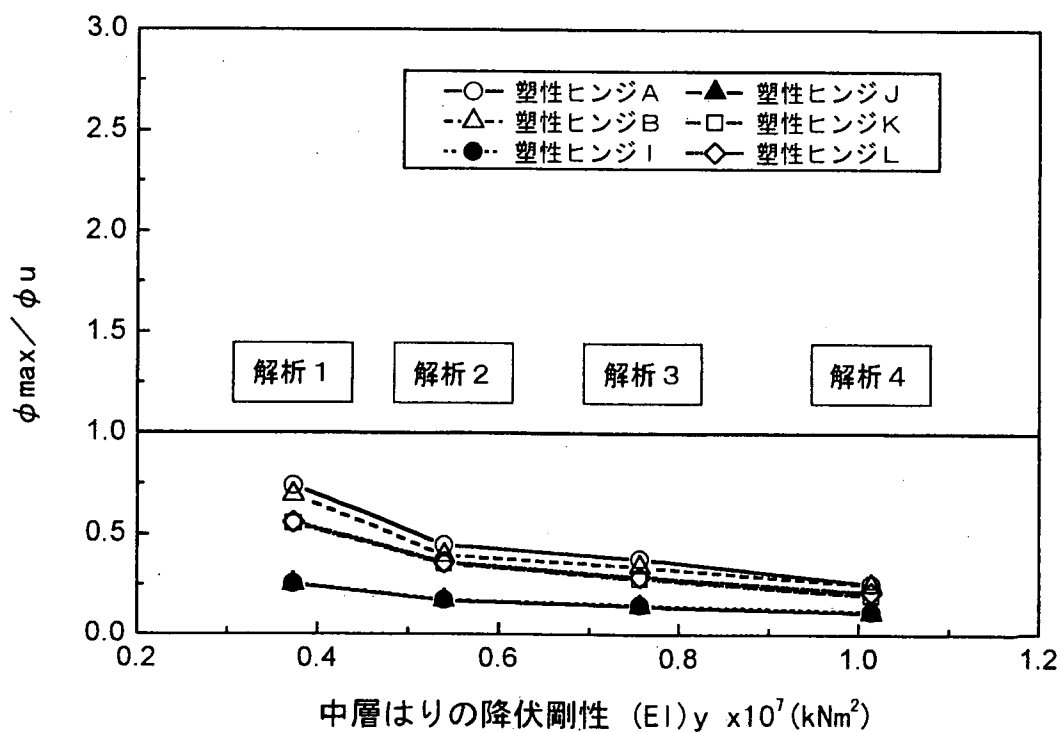


図1-51 中層はりの降伏剛性と $\phi_{\max} / \phi_u$ の関係 (Ⅲ種地盤、タイプⅡ地震動)

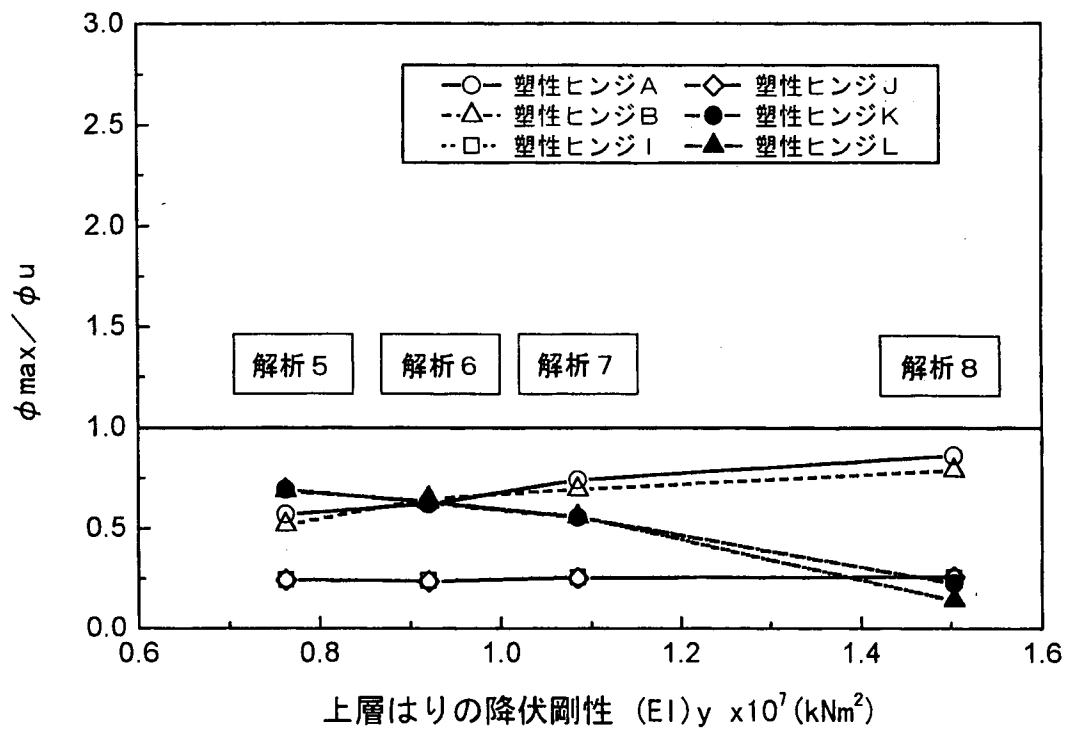


図 1-52 上層はりの降伏剛性と $\phi_{\max}/\phi_u$ の関係 (Ⅲ種地盤、タイプⅡ地震動)

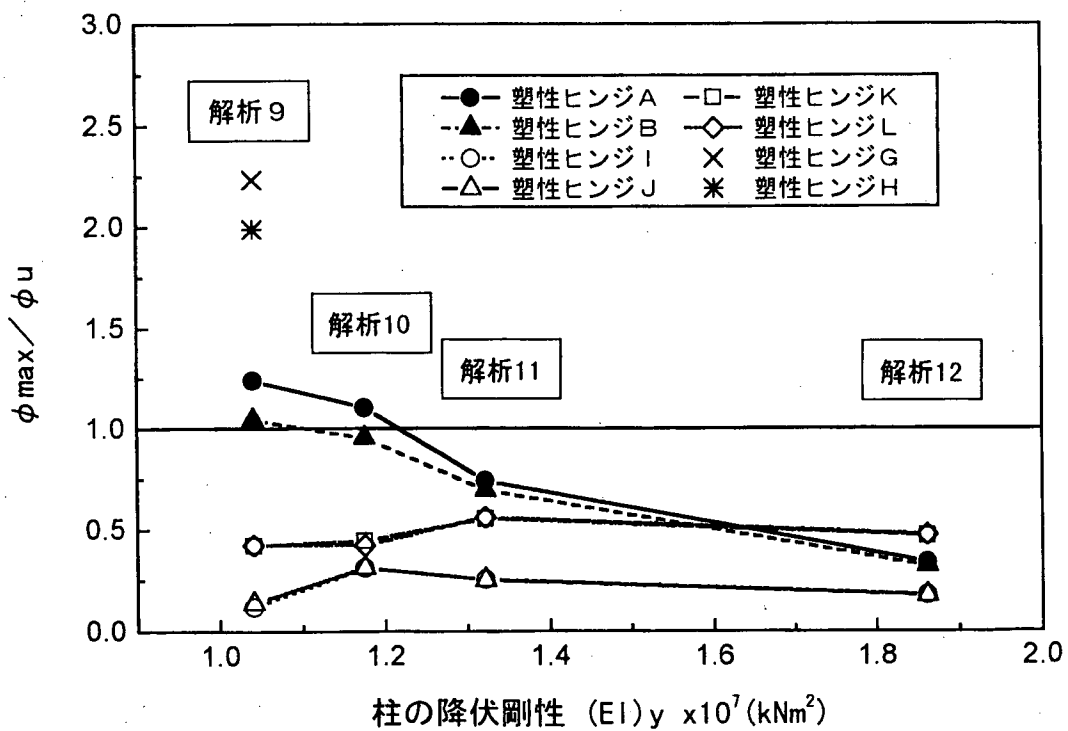


図 1-53 柱の降伏剛性と $\phi_{\max}/\phi_u$ の関係 (Ⅲ種地盤、タイプⅡ地震動)

1. 4 等価エネルギー法に基づく静的解析法の適用性

表1-5に示したように、本橋脚は1次モードが卓越するため、2層式RCラーメン橋脚の非線形応答に対する等価エネルギー法の適用性を検討した。動的解析結果と静的解析結果を比較するために、式(1-3)に示す係数 γ を用いて検討した^{8) 9)}。

$$\gamma = \frac{\delta_{EL}}{\delta_{NL}} \quad (1-3)$$

$$\delta_{EL} = \frac{1}{2} \delta_y \left\{ \left(\frac{k_{hc} \cdot W}{P_u} \right)^2 + 1 \right\} \quad (1-4)$$

ここに、

δ_{EL} : 等価エネルギー法によって近似される非線形最大応答変位 (図1-54参照)

δ_{NL} : 非線形動的応答解析による最大応答変位

δ_y : 水平変位漸増解析で算出されるラーメン橋脚の降伏変位

P_u : ラーメン橋脚の終局水平耐力

k_{hc} : 道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

W : 道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

$$W = W_u + 0.5 W_p \quad (1-5)$$

W_u : 上部構造の重量

W_p : 橋脚躯体の重量

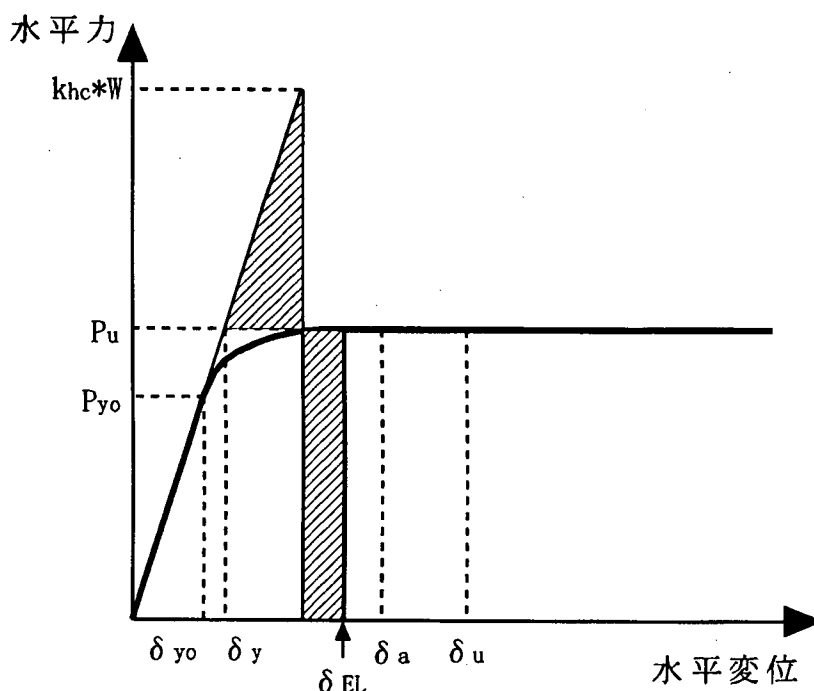


図1-54 水平変位漸増解析による等価エネルギー法の概念図

表 1-6 には、タイプⅡ地震動に対して静的な水平変位漸増解析から等価エネルギー法によって近似される非線形最大応答変位 δ_{EL} と非線形動的解析から得られる最大応答変位 δ_{NL} を示す。

表 1-6 等価エネルギー法による最大応答変位 δ_{EL} と動的解析による最大応答変位 δ_{NL} (タイプⅡ地震動)

解 析 ケース	中層はりの断面変化				上層はりの断面変化				柱基部の断面変化			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$W_u(kN)$	5884.0	5884.0	5884.0	5884.0	5884.0	5884.0	5884.0	5884.0	5884.0	5884.0	5884.0	5884.0
$W_p(kN)$	5021.0	5148.5	5207.3	5266.2	5021.0	5021.0	5021.0	5158.3	5021.0	5021.0	5021.0	5413.3
$W(kN)$	8394.5	8458.3	8487.7	8517.1	8394.5	8394.5	8394.5	8463.2	8394.5	8394.5	8394.5	8590.7
固有周期(s)	0.703	0.660	0.627	0.602	0.718	0.710	0.703	0.700	0.757	0.729	0.703	0.651
k_{hc} (Ⅰ種地盤)	1.98	2.00	2.00	2.00	1.93	1.96	1.98	2.0	1.80	1.89	1.98	2.00
〃 (Ⅱ種地盤)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
〃 (Ⅲ種地盤)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
$P_u(kN)$	5595.7	6142.9	6390.0	6832.3	4942.6	5251.5	5595.7	6118.4	4773.9	5264.2	5595.7	6270.4
$\delta_y(m)$	0.080	0.077	0.072	0.071	0.079	0.083	0.080	0.094	0.079	0.081	0.080	0.075
δ_{EL} (Ⅰ種地盤)	0.393	0.330	0.290	0.256	0.464	0.449	0.393	0.407	0.435	0.408	0.393	0.319
〃 (Ⅱ種地盤)	0.316	0.262	0.231	0.204	0.388	0.366	0.316	0.322	0.414	0.356	0.316	0.253
〃 (Ⅲ種地盤)	0.243	0.203	0.179	0.160	0.296	0.280	0.243	0.249	0.314	0.272	0.243	0.196
δ_{NL} (Ⅰ種NO.1)	0.268	0.209	0.131	0.131	0.221	0.248	0.268	0.257	0.225	0.249	0.268	0.201
〃 (Ⅰ種NO.2)	0.201	0.185	0.167	0.152	0.176	0.193	0.201	0.195	0.191	0.196	0.201	0.183
〃 (Ⅰ種NO.3)	0.180	0.172	0.151	0.124	0.160	0.166	0.180	0.182	0.168	0.183	0.180	0.172
平均値	0.216	0.189	0.150	0.136	0.186	0.202	0.216	0.211	0.195	0.209	0.216	0.185
δ_{NL} (Ⅱ種NO.1)	0.275	0.196	0.136	0.132	0.285	0.267	0.275	0.276	0.379	0.322	0.275	0.182
〃 (Ⅱ種NO.2)	0.188	0.172	0.160	0.154	0.232	0.210	0.188	0.200	0.295	0.260	0.188	0.172
〃 (Ⅱ種NO.3)	0.262	0.221	0.174	0.140	0.286	0.282	0.262	0.200	0.293	0.267	0.262	0.224
平均値	0.242	0.196	0.157	0.142	0.268	0.253	0.242	0.225	0.322	0.283	0.242	0.193
δ_{NL} (Ⅲ種NO.1)	0.206	0.166	0.149	0.134	0.213	0.197	0.206	0.219	0.262	0.244	0.206	0.169
〃 (Ⅲ種NO.2)	0.272	0.182	0.162	0.137	0.224	0.245	0.272	0.267	0.313	0.322	0.272	0.180
〃 (Ⅲ種NO.3)	0.256	0.194	0.167	0.131	0.302	0.276	0.256	0.229	0.402	0.320	0.256	0.186
平均値	0.245	0.181	0.159	0.134	0.246	0.239	0.245	0.238	0.326	0.295	0.245	0.178

図 1-55 は、本解析で対象とした橋脚の係数 γ を示したものである。ここで、解析の対象とした橋脚の固有周期は 0.6~0.7 秒程度である。この図より、地盤種別による地震動の違いによって、 γ は 0.9~2.5 程度となることがわかる。ここで、解析ケース 5、7 ではⅠ種地盤に対する地震動において、係数 γ の値が 2.3~2.5 と他の解析ケースに比べて大きくなっている。この理由として、これらのケースでは橋脚全体の剛性や水平耐力が他に対して小さいのに対して、最大弾性応答水平力 $k_{hc} \cdot W$ はほとんど変わらないことから生じる等価エネルギー法の推定精度の問題が考えられる。

また、 δ_{EL} と δ_{NL} の比較の概念図として、図 1-56 にタイプⅡでⅡ種地盤の地震動に対する解析ケース 1 の慣性力と応答変位（上層はり中心位置）の履歴曲線の一例を示す。グラフ中の太線は静的な水平変位漸増解析結果から得られる水平力-水平変位関係であり、上記の等価エネルギー法から近似された非線形最大応答変位は動的解析から求められた最大応答変位よりも 2 割程度大きくなっていることがわかる。

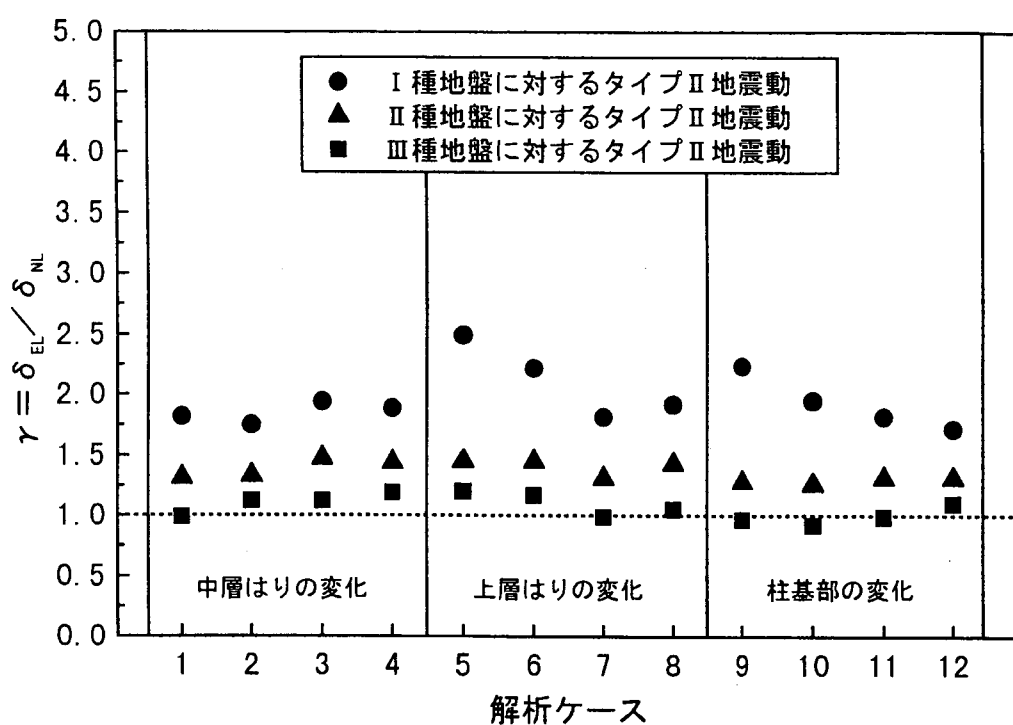


図 1-55 係数 γ による等価エネルギー法の評価

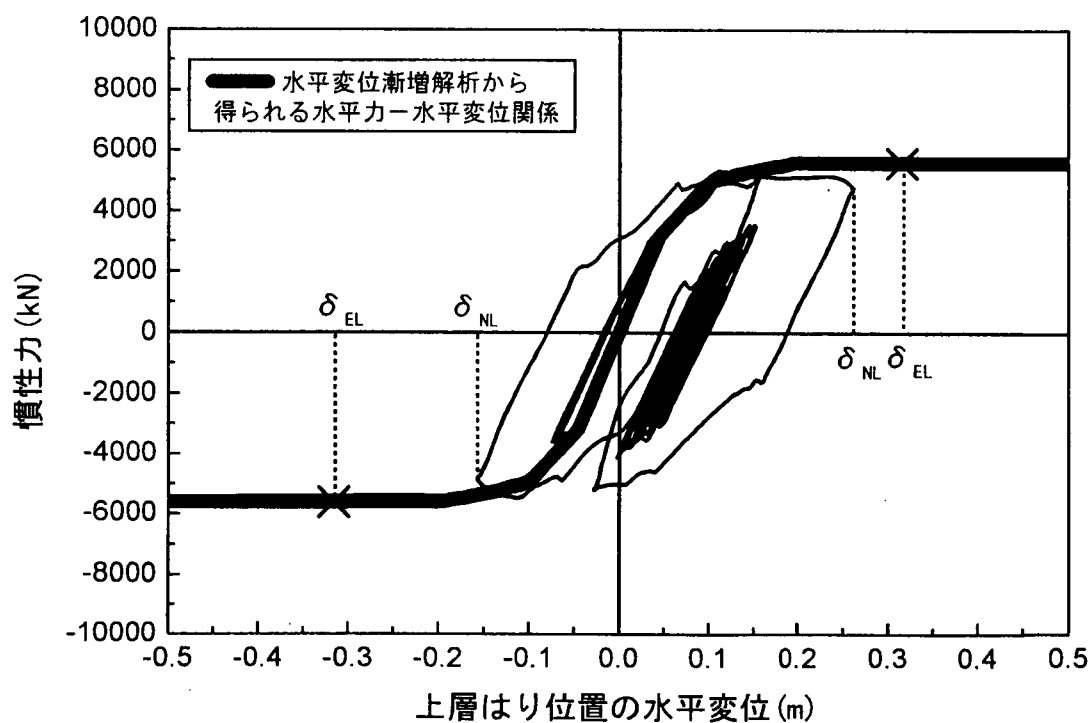


図 1-56 慣性力と応答変位関係

1. 5 ラーメン橋脚全体の終局変位と耐震設計法

静的非線形解析によるラーメン橋脚全体系の変位を照査することによって耐震性を判断する場合、特定の塑性ヒンジの応答曲率が終局曲率を大きく上回らないようにラーメン全体系の終局変位を決定する必要がある。そこで、終局変位を決定するために次のような検討を行った。

まず、静的な水平変位漸増解析によって得られた水平力－水平変位関係の中で、6個の塑性ヒンジのうち、1個目、2個目、3個目・・・、6個目の塑性ヒンジが終局に達したときの水平変位をラーメン橋脚全体の終局変位 δ_u とし、それぞれの場合の許容変位 δ_a を式(1-6)によって求める。次に、それぞれの場合の許容変位 δ_a に対応する各塑性ヒンジ位置の応答曲率 ϕ_r を求め、終局曲率 ϕ_u をどの程度超えているのかを検討した。その結果を各解析ケースに対してまとめたものを図1-57に示す。グラフの縦軸には各塑性ヒンジ位置の応答曲率 ϕ_r を終局曲率 ϕ_u で除した ϕ_r/ϕ_u を表す。図中には、1個目から6個目までの塑性ヒンジがそれぞれ終局に達したときの水平変位をラーメン全体系の終局変位と見なした場合について、各塑性ヒンジの ϕ_r/ϕ_u の値が最も大きかったものをプロットしている。

この図によると、4個目を終局変位とした場合の ϕ_r/ϕ_u の値は2.0程度である。各塑性ヒンジの終局を一本柱形式の橋脚の塑性ヒンジと同等にするならば、 ϕ_r は塑性ヒンジの許容曲率 ϕ_a 以下にする必要がある。しかしながら、ラーメン橋脚は不静定構造であることから、一部の部材が設計上の曲げモーメントに対する抵抗が低下しても、その部材が支持する軸力のみを保持できれば、ラーメン橋脚全体としては水平耐力が急激に低下しにくいと考えられるため、対象としたラーメン橋脚に対して4個目の塑性ヒンジが終局に達するときをラーメン橋脚全体系の終局変位とする考え方を提案する。これについては、実験的な検討をする必要があるとともに、横拘束筋の条件によっては4個目の終局変位が過大になり、これで終局変位を決めると最初に終局に達した1個目の塑性ヒンジの塑性化が上記の2程度ではなく、これよりも大きく進展している可能性がある場合もあることに注意する必要がある。

$$\delta_a = \delta_y + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha} \quad (1-6)$$

ここに、

α : 道路橋示方書に規定される安全係数

δ_u : 水平変位漸増解析で算出されるラーメン橋脚の終局変位

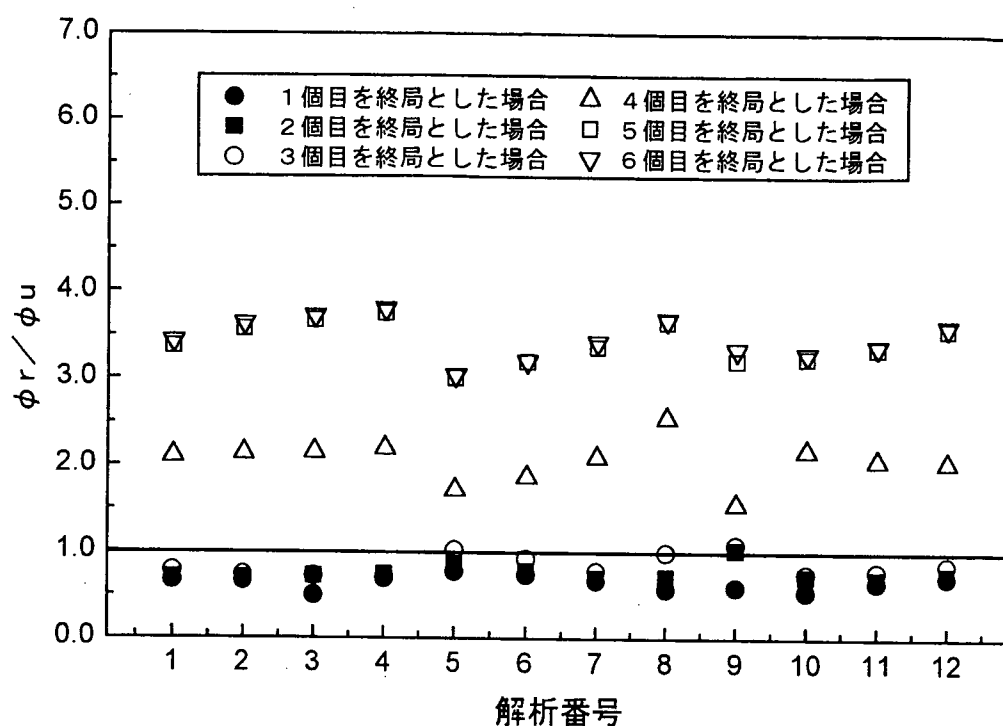


図1-57 静的解析による各塑性ヒンジの応答曲率

以上より、2層式RCラーメン橋脚の設計法を以下のように提案する。

静的な水平変位漸増解析によって得られた水平力-水平変位関係の中で、6個の塑性ヒンジのうち4個目の塑性ヒンジが終局に達したときの水平変位をラーメン橋脚の終局変位 δ_u とした許容変位 δ_a を式(1-6)によって求める。図1-54に示すように、等価エネルギー法によって近似されたラーメン橋脚の弾塑性応答変位 δ_{EL} と許容変位 δ_a とを比較し、式(1-7)を満足するように設計を行うものである。

$$\delta_{EL} \leq \delta_a \quad (1-7)$$

以上のように、4個目の塑性ヒンジが終局に達したときをラーメン橋脚全体系の終局と定義した場合に、動的解析により今回の対象橋脚の安全性を検討した。動的解析から求められる応答変位の許容変位に対する変位余裕係数 β_s を式(1-8)によって定義する。

$$\beta_s = \frac{\delta_a}{\delta_{NL}} \quad (1-8)$$

ここに、

δ_{NL} : 非線形動的応答解析による最大応答変位

δ_a : 水平変位漸増解析で算出されるラーメン橋脚の許容変位

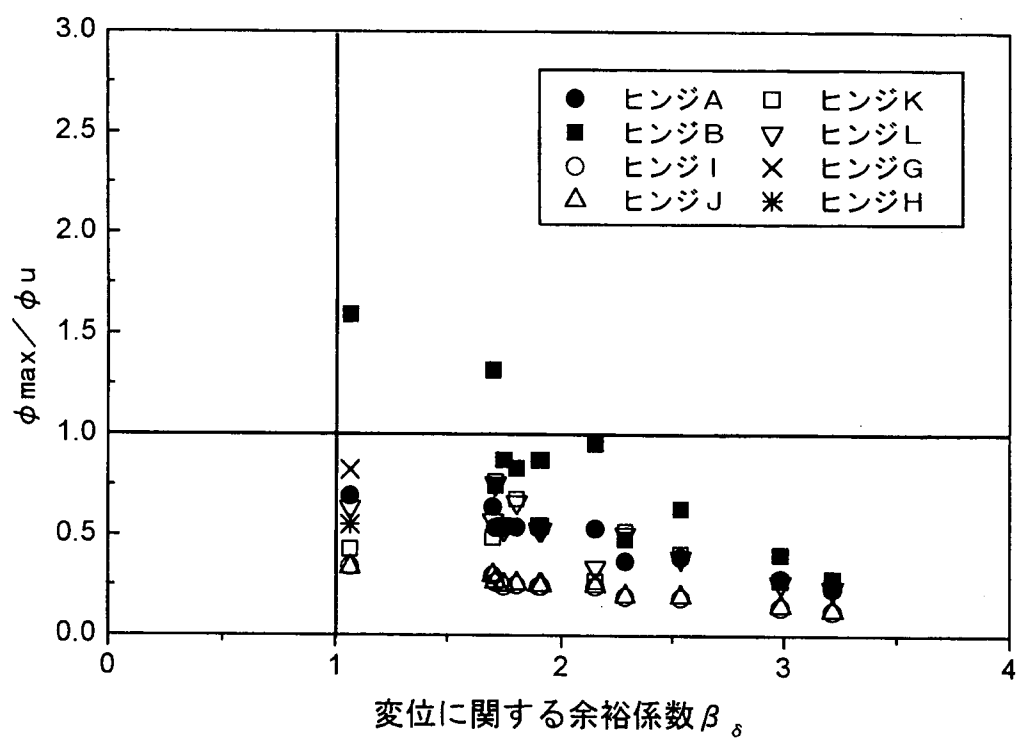


図1-59 動的解析による各塑性ヒンジの最大応答曲率（Ⅱ種地盤）

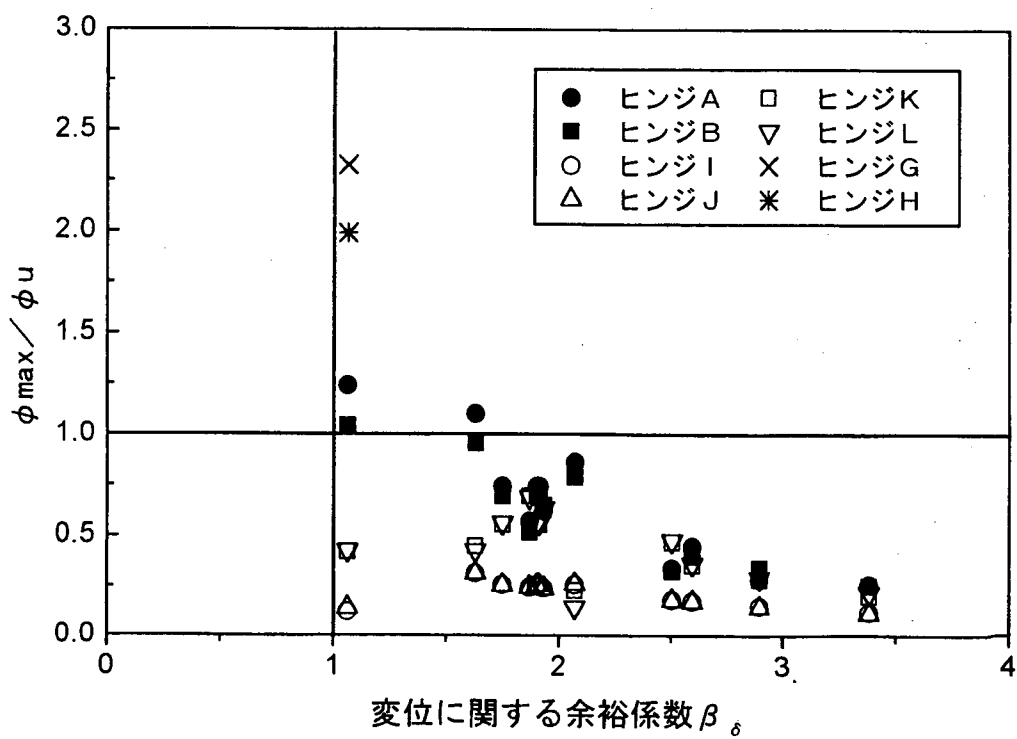


図1-60 動的解析による各塑性ヒンジの最大応答曲率（Ⅲ種地盤）

1. 6 まとめ

本研究では、シングルデッキ2層式RCラーメン橋脚の地震時応答特性を把握するとともに、耐震設計法の提案を行った。検討結果をまとめると以下の通りとなる。

- (1) 既存の橋脚断面に対して、横拘束筋の体積比を大きくすることで各部材は曲げ破壊型となるが、特に、中層はりには多くの帯鉄筋量が必要となる。
- (2) 中層はりの剛性を大きくしても、中層はり自身の破壊モードはせん断破壊から曲げ破壊に移行できない。さらに、中層はりの剛性を大きくすると、柱部材の破壊モードを曲げ破壊からせん断破壊に移行させる可能性がある。
- (3) 動的解析の結果によると、中層はりの剛性を大きくすると、各部材の塑性化した断面の応答曲率を小さくすることができる。一方、上層はりの剛性を大きくすると、逆に柱基部の応答曲率が大きくなる。
- (4) 本解析で対象とした橋脚（固有周期 $T=0.6\sim0.7$ 秒）に対して等価エネルギー法の適用性を検討したところ、静的な水平変位漸増解析から等価エネルギー法によって近似される非線形最大応答変位 δ_{EL} を非線形動的解析から得られる最大応答変位 δ_{NL} で除した係数 γ は $0.9\sim2.5$ 程度の値となり、比較的よい近似が得られた。
- (5) シングルデッキ2層式RCラーメン橋脚の4個目の塑性ヒンジが終局に達したときを終局状態とする静的非線形解析による耐震設計法を提案した。ただし、横拘束筋の条件によっては4個目の終局変位が過大になり、これで終局変位を決めると最初に終局に達した1個目の塑性ヒンジの塑性化が $\phi_r/\phi_u = 2$ 程度ではなく、これよりも大きく進展している可能性がある場合もあることに注意する必要がある。

2. 上部構造を上層はりの中層はりで支持する2層式RCラーメン橋脚 (ダブルデッキ2層式RCラーメン橋脚)

2. 1 解析対象橋脚と解析モデル

2. 1. 1 解析対象橋脚

解析対象としたのは既存の2層式RCラーメン橋脚であり、RCラーメン橋脚の採用が多い都市高架橋の中で、上部構造が上層はりの中層はりで支持されている、橋脚高さと上部構造の重量が異なる3橋脚を対象とした。表2-1に各橋脚の設計条件を示す。対象とした橋脚の断面諸元は既存の橋脚を基本としているが、本検討では新設橋脚の耐震設計法の検討を目的としていることから、平成8年の道路橋示方書に規定される構造細目を満足するように、柱断面の断面変化および軸方向鉄筋の段落しを無くし、帯鉄筋量を変更している。

表2-1 対象橋脚の設計条件

橋 脚 N o .			1	2	3	
上 部 構 造	形 式		鋼単純箱桁橋	鋼単純鈑桁橋	鋼単純鈑桁橋	
	支 間 割		2@42mのかけ違い部	2@26mのかけ違い部	2@24mのかけ違い部	
	有 効 幅 員		12. 00m	10. 57m	9. 91m	
	支 持 条 件		直角方向：固定	直角方向：固定	直角方向：固定	
下 部 構 造	橋 脚		2層式R C ラーメン橋脚	2層式R C ラーメン橋脚	2層式R C ラーメン橋脚	
	基 礎		直接基礎	直接基礎	直接基礎	
	使用	コンクリート	$\sigma_{ck}=24(\text{N/mm})$	$\sigma_{ck}=24(\text{N/mm})$	$\sigma_{ck}=24(\text{N/mm})$	
	材料	鉄 筋	SD345	SD345	SD345	
上部構造から の鉛直死荷重			1 層目	G 1 ～ G 2 ： 2942. 0(kN)	G 1 ～ G 4 ： 735. 5(kN)	G 1 ～ G 4 ： 686. 5(kN)
			2 層目	G 1 ～ G 2 ： 2942. 0(kN)	G 1 ～ G 4 ： 735. 5(kN)	G 1 ～ G 4 ： 686. 5(kN)

2. 1. 2 解析モデル

図2-1～3に橋脚No. 1～3の構造一般図を示す。本橋脚を図2-4のような骨組構造にモデル化した。水平力を受けた場合には、図のA～Lの位置で曲げモーメントが大きくなり、塑性化が生じる可能性があるため、ここに、図2-5に示すような軸力変動の影響を考慮できる完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係をもつ塑性回転バネを設けた。塑性回転バネは道路橋示方書に従い、柱下端部では柱基部から塑性ヒンジ長さ l_p の1/2だけ上の点、柱はり接合部では接点部から塑性ヒンジ長さの1/2の距離だけ離れた点に設けた。ここで、塑性ヒンジ長さ l_p は1. の解析と同様に道路橋示方書に従い、式(1-1)により求めた。塑性回転バネ以外の骨組部材は降伏剛性を有する線形部材としてモデル化した。

表2-2にそれぞれ各橋脚の構造諸元を、表2-3～5に各部材の耐力諸元を示す。

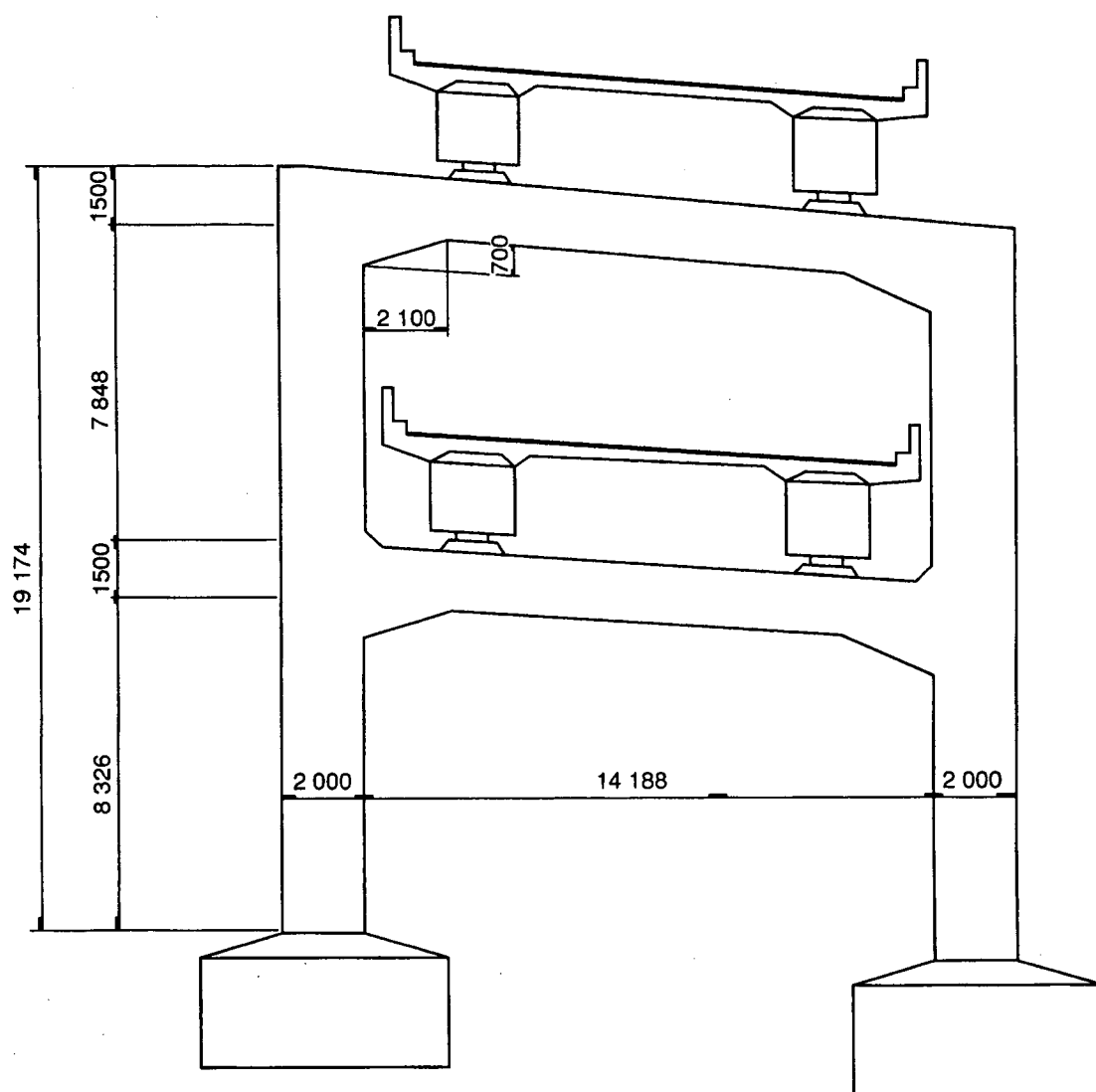


図 2 - 1 構造一般図 (橋脚No. 1)

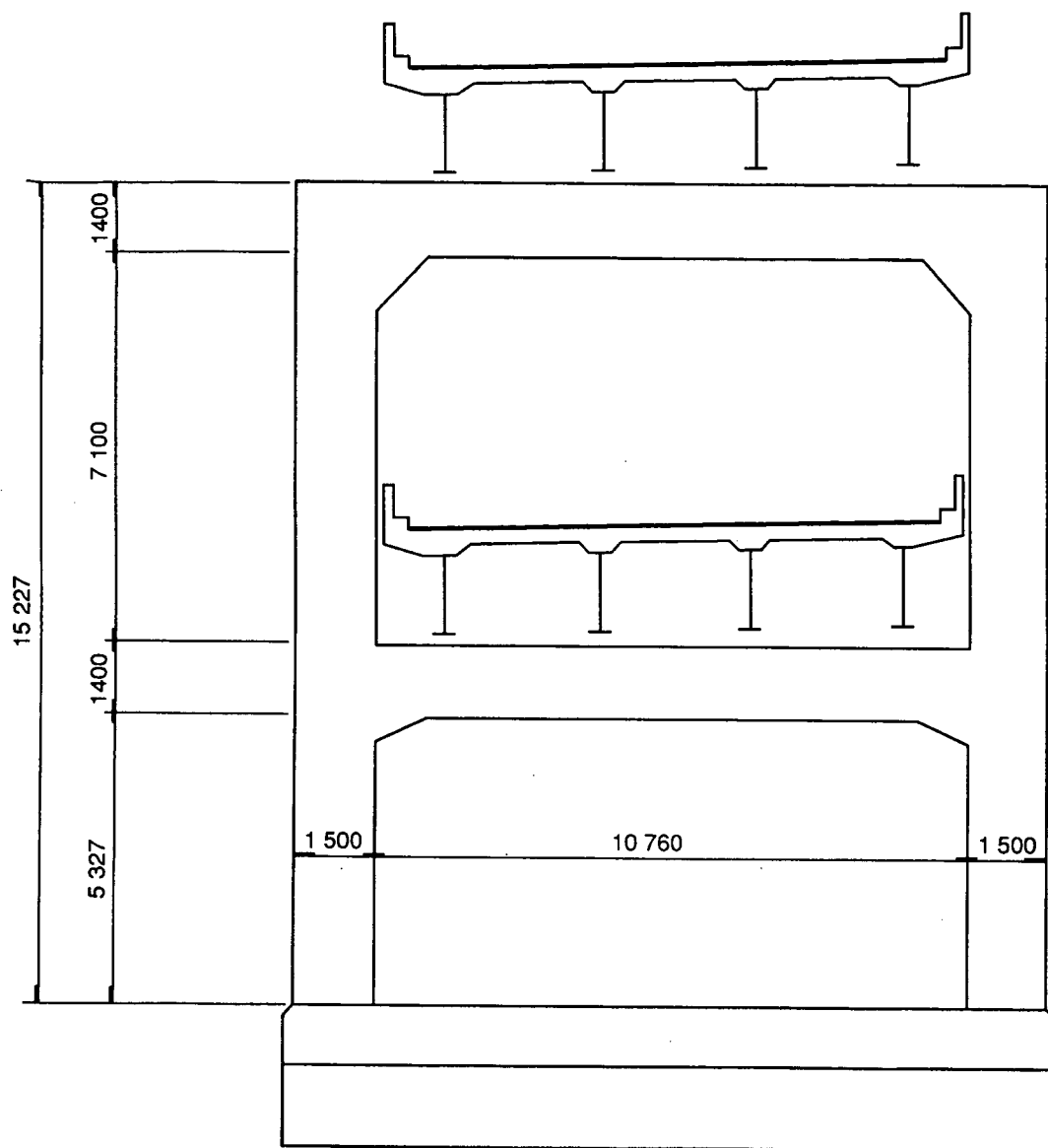


図 2 - 2 構造一般図 (橋脚No. 2)

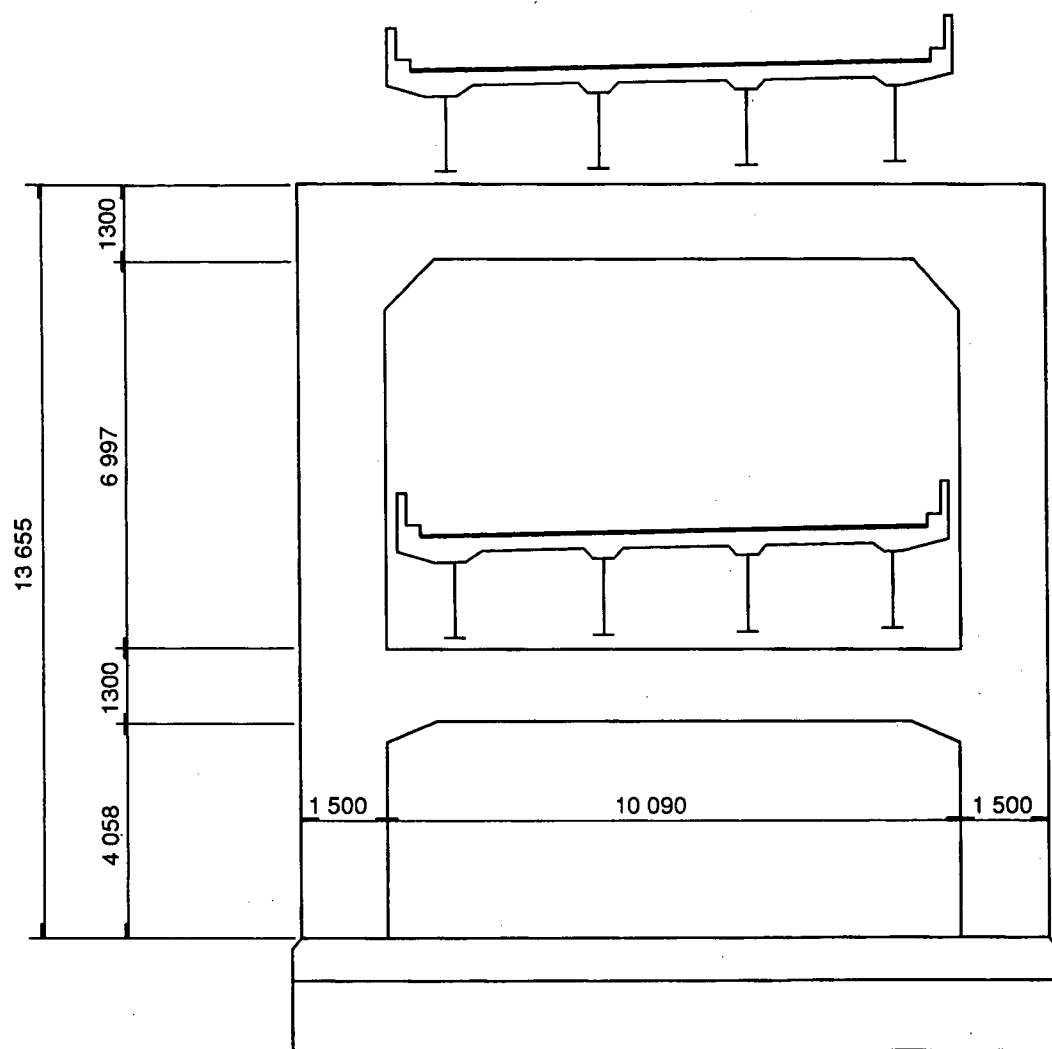


図 2 - 3 構造一般図 (橋脚No. 3)

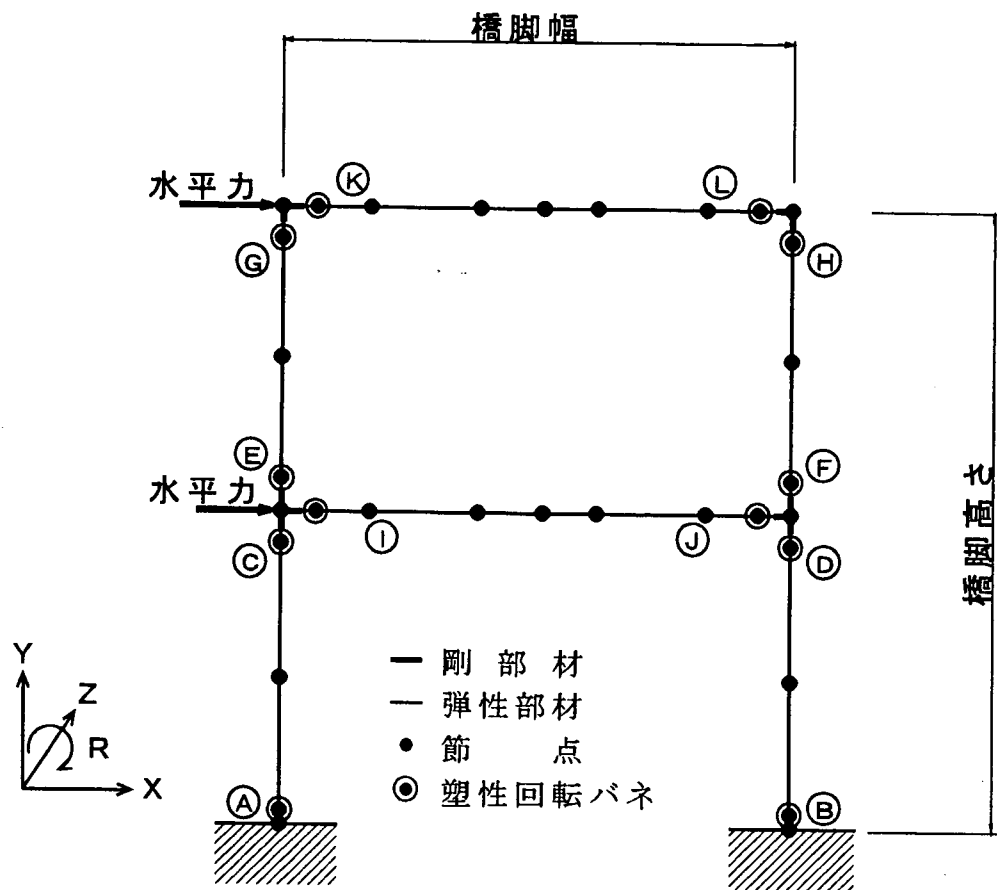


図 2 - 4 骨組モデルと基本断面形状

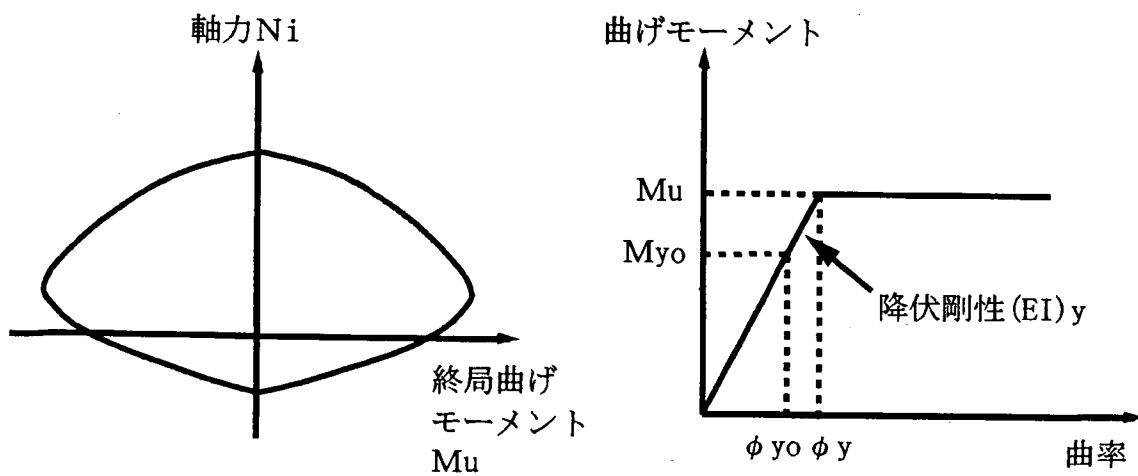


図 2 - 5 N - M 相関と各塑性回転バネの M - ϕ 関係

表 2 - 2 各橋脚の構造諸元

橋 脚 No.		1	2	3
橋脚高さ（柱下端－上層はり軸線）		18.424m	14.527m	13.005m
1層目と2層目の橋脚高さの比		1:1.03	1:1.41	1:1.76
橋 脚 幅（柱の軸線間）		16.188m	12.260m	11.590m
基本 断面 形状	柱 基 部 (bxd)	3.0x2.0m	1.8x1.5m	1.5x1.5m
	中 層 は り (bxd)	3.0x1.5m	1.5x1.4m	1.5x1.3m
	上 層 は り (bxd)	3.0x1.5m	1.5x1.4m	1.5x1.3m
塑 性 ヒ ン ジ 長	ヒンジ A、B	0.708m	0.453m	0.321m
	ヒンジ C、D	0.708m	0.453m	0.321m
	ヒンジ E、F	0.735m	0.700m	0.679m
	ヒンジ G、H	0.735m	0.700m	0.679m
	ヒンジ I、J	1.100m	0.850m	0.800m
	ヒンジ K、L	1.100m	1.001m	0.959m

表 2 - 3 橋脚No. 1の部材の耐力

	降伏剛性 (kN-m ²)	せん断耐力 (kN)	曲げ耐力 (kN-m)	横拘束筋 体積比(%)
柱 基 部	2.37×10^7	9305.0	43340.6	0.56
上 層 は り	1.48×10^7	8091.2	22878.4	1.08
中 層 は り	1.48×10^7	8091.2	22878.4	1.08

表 2 - 4 橋脚No. 2の部材の耐力

	降伏剛性 (kN-m ²)	せん断耐力 (kN)	曲げ耐力 (kN-m)	横拘束筋 体積比(%)
柱 基 部	0.73×10^7	5890.9	18722.8	0.56
上 層 は り	0.47×10^7	4314.0	10705.3	1.77
中 層 は り	0.56×10^7	3891.9	11789.8	1.77

表 2 - 5 橋脚No. 3の部材の耐力

	降伏剛性 (kN-m ²)	せん断耐力 (kN)	曲げ耐力 (kN-m)	横拘束筋 体積比(%)
柱 基 部	0.56×10^7	4301.4	14504.2	0.56
上 層 は り	0.36×10^7	4294.3	8344.9	1.77
中 層 は り	0.33×10^7	3891.9	7810.2	1.77

2. 2 静的非線形解析による動的耐力、変形性能の検討

2. 2. 1 解析方法

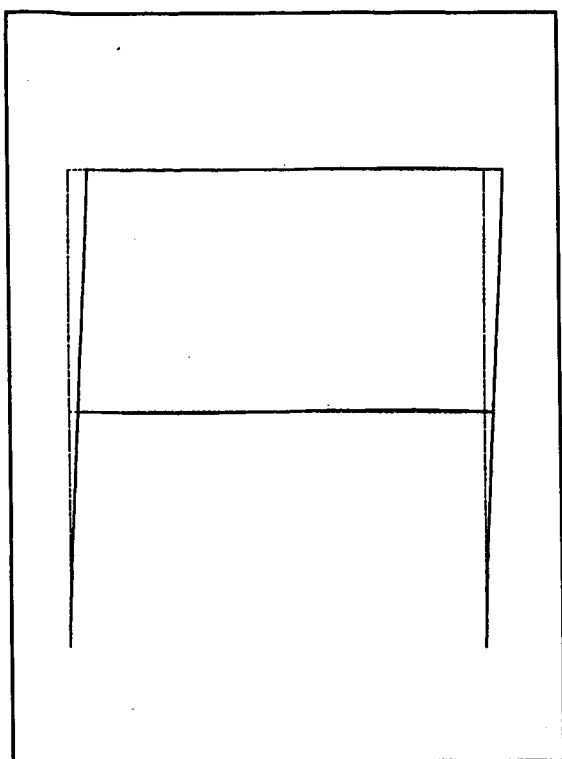
図2-4の骨組モデルにおいて、1. 2. 1と同様な方法で水平変位漸増解析を行い、RCラーメン橋脚全体の動的耐力、変形性能の検討を行った。対象とした橋脚は上部構造を中層はり上と上層はり上で支持しているため、これらの上部構造の慣性力を静的な水平変位漸増解析で再現するためには、水平変位を漸増させる際の1層目と2層目の水平力の配分を検討する必要がある。そこで、本解析では、モード解析により橋脚の1次モードが他の振動モードに比べて卓越していることを確認した上で、1次モードにおける1層目と2層目の変位の比から漸増させる水平変位の比率を決定した。ただし、本解析では、複数箇所に塑性化が生じた後も1次モードの変位の比を保ったまま水平変位を漸増させるため、1次モードの変形に近似できる箇所に塑性ヒンジが発生することを条件とする。また、比較のために、上層はり位置のみの水平変位を漸増させた場合の解析も併せて行った。

2. 2. 2 解析結果

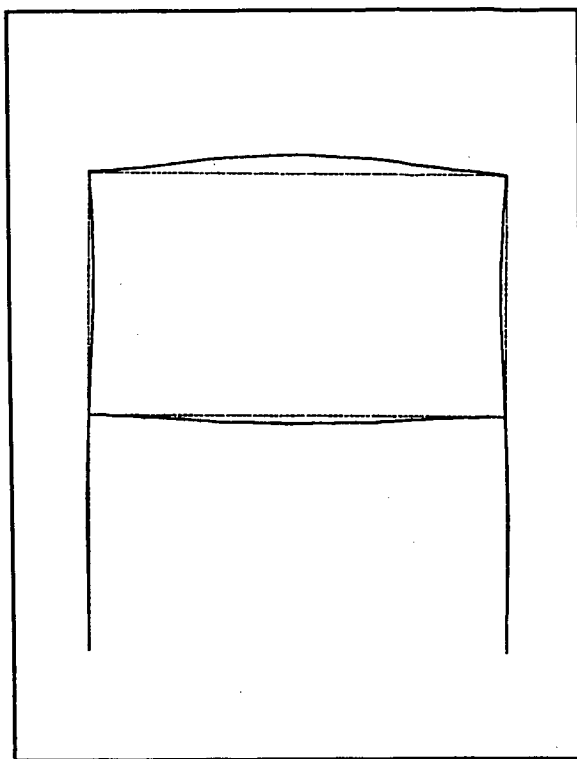
表2-6に、橋脚No. 1～3に対して1次モードにおける1層目と2層目の変位の比率を示し、図2-6には、橋脚No. 1の各振動モードを示す。

表2-6 1次モードにおける変位の比率

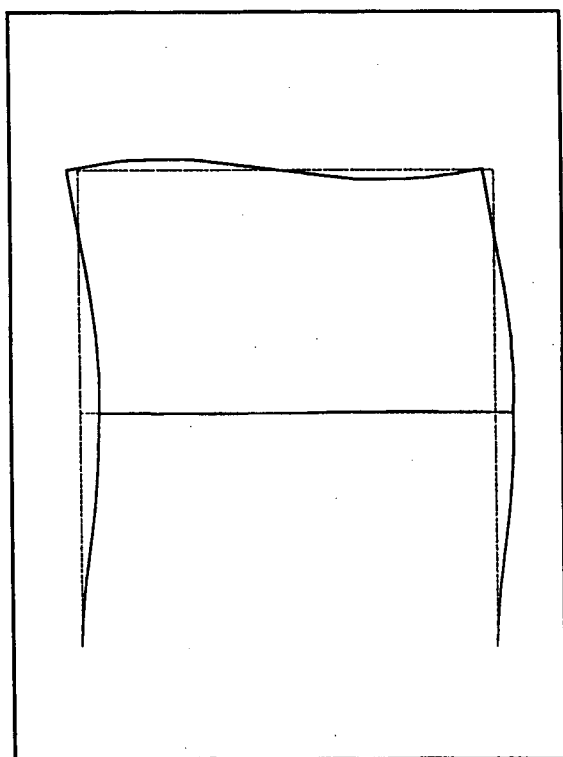
	変位の比率	
	1層目	2層目
橋脚No. 1	1.0	2.2
橋脚No. 2	1.0	2.7
橋脚No. 3	1.0	3.6



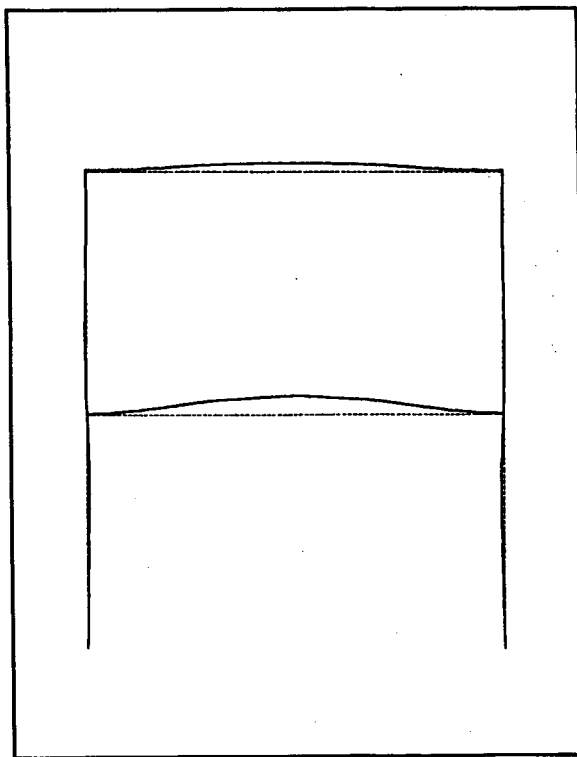
1次モード



2次モード



3次モード



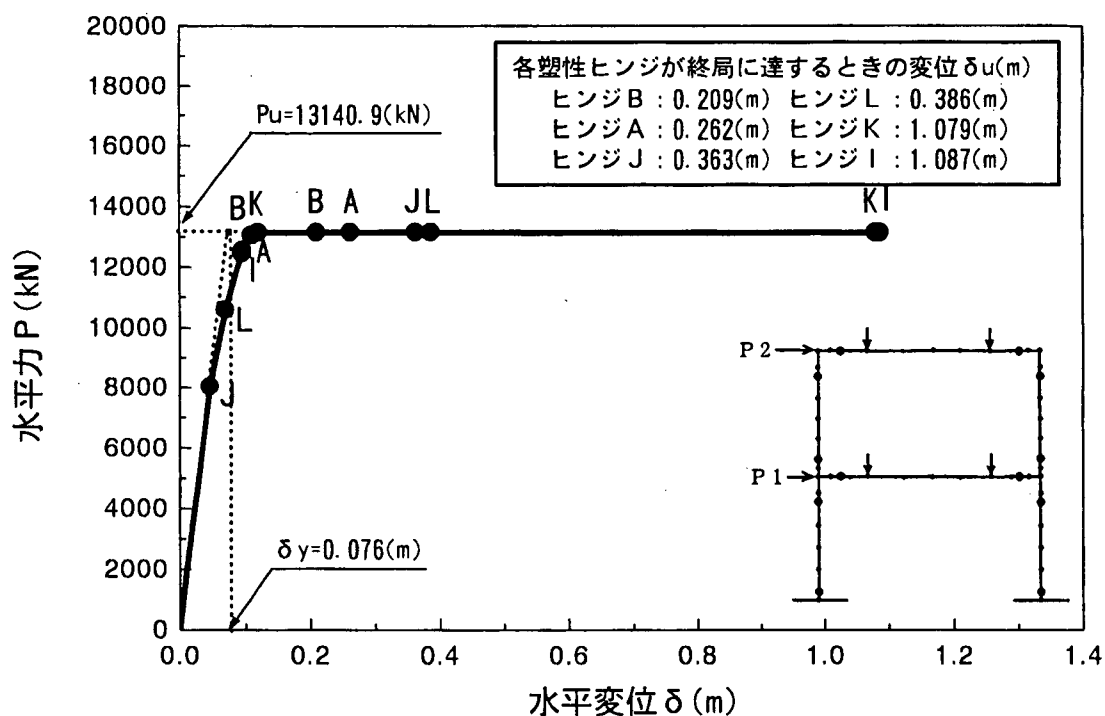
4次モード

図2-6 振動モード(橋脚No. 1)

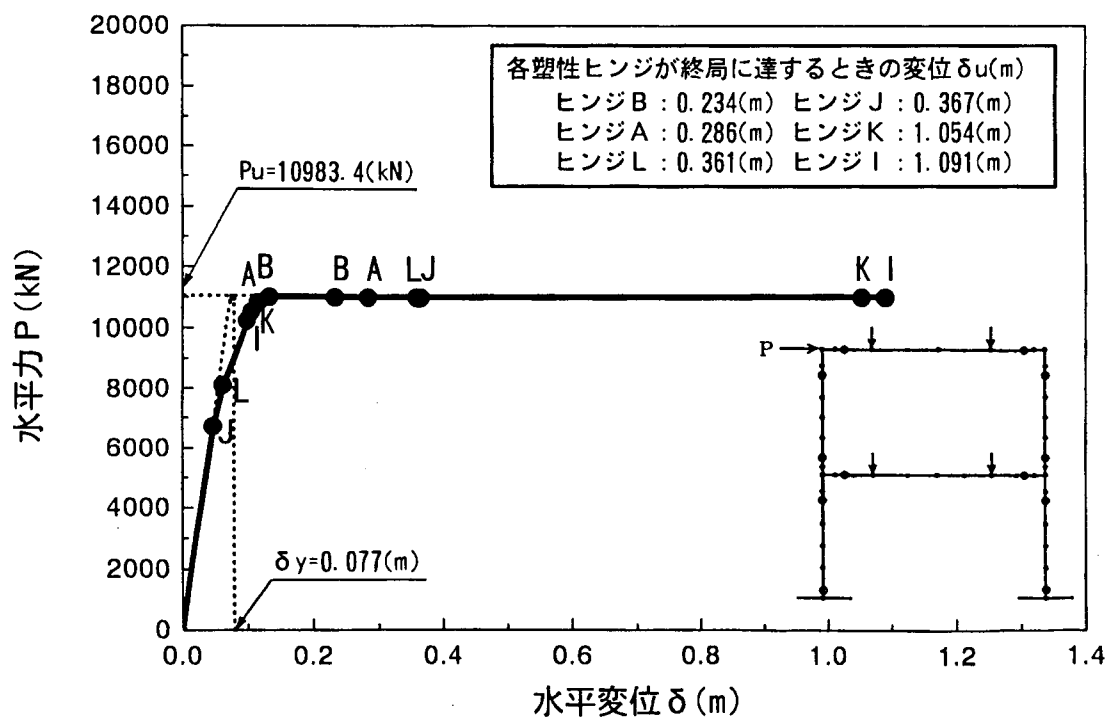
また、図2-7(a)は橋脚No. 1を対象として、1次モードにおける1層目と2層目の変位の比率を固定する条件で1層目と2層目を漸増させた場合（以下、複数の荷重点を考慮した場合）の水平力-水平変位の関係を算出した結果であり、図2-7(b)は同様に上層はり位置のみを漸増させた場合の結果を示したものである。ここで、図2-7(a)の複数の荷重点を考慮した場合の水平耐力 P は1層目と2層目の水平力の合計を示している。また、図2-7(a)、(b)ともに、水平変位は図2-4に示すモデルの上層はり中央位置の節点における水平変位を示している。

まず、複数の荷重点を考慮した場合の図2-7(a)では、塑性ヒンジは中層はりと上層はりの上側引張り部（J、L）、中層はりの下側引張り部（I）、柱部材の基部（A、B）、上層はりの下側引張り部（K）の順番で生じ、これら6個の塑性化が生じると橋脚の水平力は一定となる。各塑性ヒンジが終局に達するのは、B、A、J、L、K、Iの順番となり、橋脚基部、はりの上側引張り部、はりの下側引張り部の順番で終局に達する。次に、上層はり位置のみを漸増させた場合の図2-7(b)では、塑性ヒンジは中層はりと上層はりの上側引張り部（J、L）、中層はりと上層はりの下側引張り部（I、K）、柱部材の基部（A、B）の順番で生じ、これら6個の塑性化が生じると橋脚の水平力は一定となる。各塑性ヒンジが終局に達するのは、B、A、L、J、K、Iの順番となり、橋脚基部、はりの上側引張り部、はりの下側引張り部の順番で終局に達する。

同様に、図2-8～9には、橋脚No. 2～3の水平力-水平変位の関係を示す。

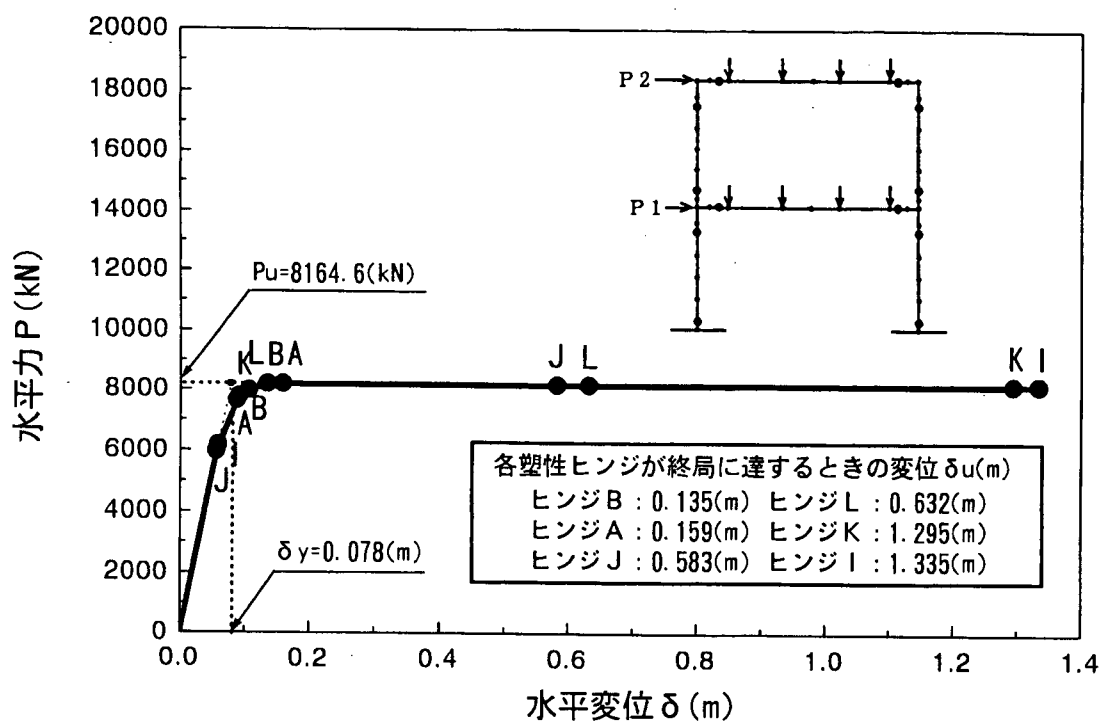


(a)複数の荷重点を考慮した場合

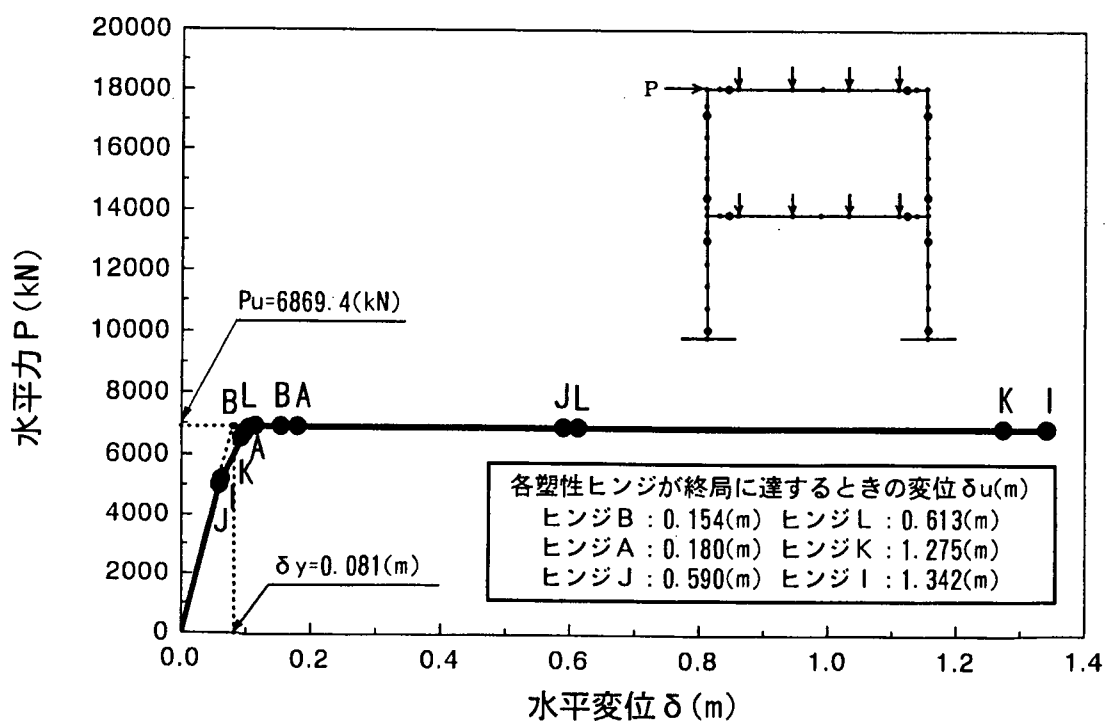


(b)上層はり位置のみを漸増させた場合

図2-7 水平力-水平変位関係(解析No. 1)

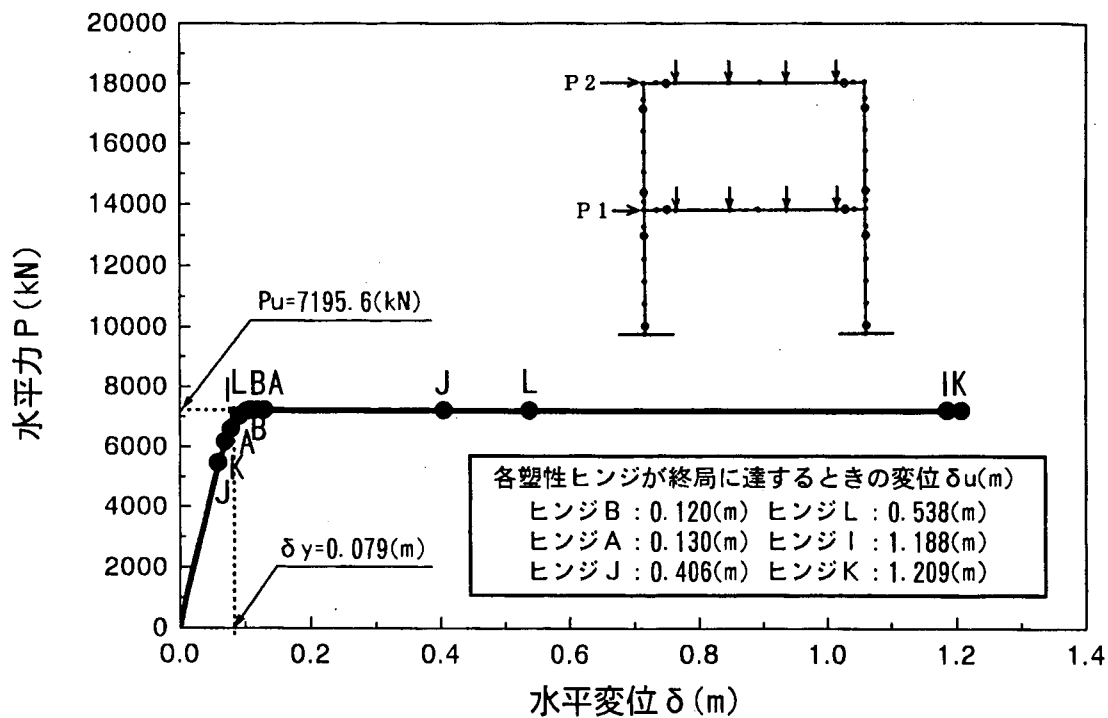


(a)複数の荷重点を考慮した場合

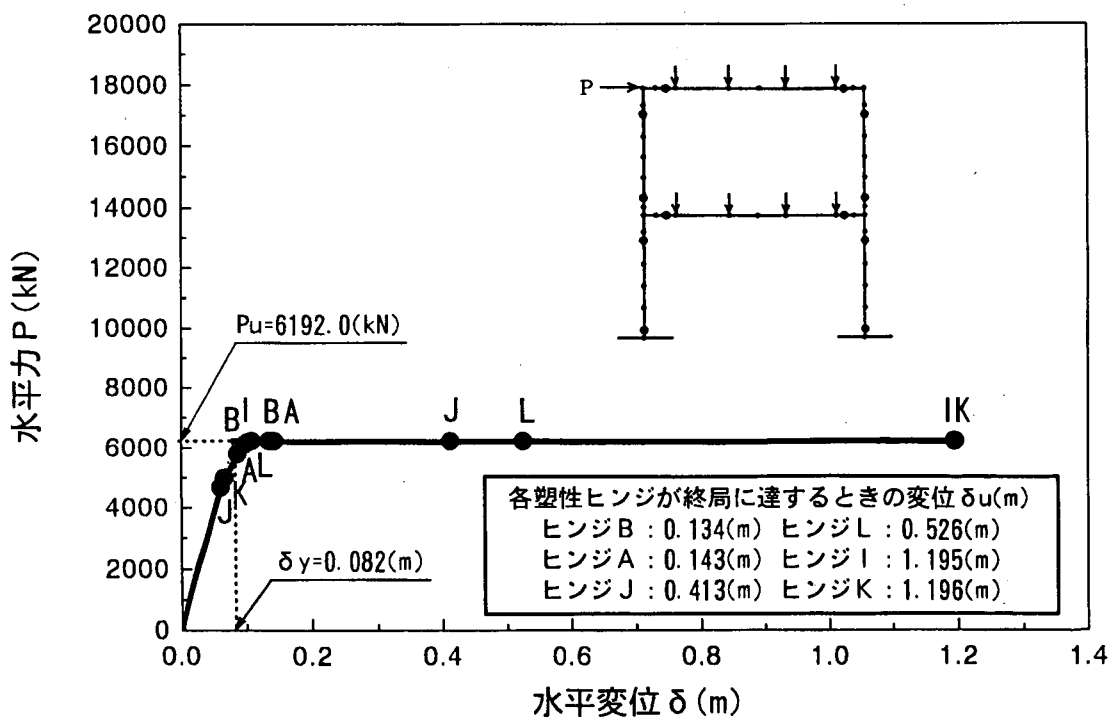


(b)上層はり位置のみを漸増させた場合

図 2 - 8 水平力-水平変位関係 (解析 No. 2)



(a) 複数の荷重点を考慮した場合



(b) 上層はり位置のみを漸増させた場合

図 2-9 水平力-水平変位関係 (解析 No. 3)

また、橋脚No. 1～3のそれぞれについて、終局水平耐力 P_u に達したときに、各塑性ヒンジ位置（A, B, I, J, K, L）に生じるせん断力 S と道路橋示方書耐震設計編¹⁾のせん断耐力の算定法に従って算出したせん断耐力 P_s の大小関係を比較し、道路橋示方書のラーメン橋脚の規定に従って破壊形態を判定した。その結果を表2-7～9に示す。判定の結果、何れの橋脚も各塑性ヒンジの破壊形態は曲げ破壊型となった。

表2-7 せん断耐力と破壊形態の判定（橋脚No. 1）

塑性ヒンジ	A	B	I	J	K	L
せん断力 S (kN)	5835.0	7423.6	44.1	7041.2	44.1	7041.2
せん断耐力 P_s (kN), $C_c=0.8$	9305.0	9305.0	8029.3	8153.1	8029.3	8153.1
せん断耐力 P_{s0} (kN), $C_c=1.0$	9803.6	9803.6	8497.8	8652.6	8497.8	8652.6
	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$
破壊形態	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊

表2-8 せん断耐力と破壊形態の判定（橋脚No. 2）

塑性ヒンジ	A	B	I	J	K	L
せん断力 S (kN)	3726.5	4609.1	711.0	4050.1	1843.7	3471.6
せん断耐力 P_s (kN), $C_c=0.8$	5890.9	5890.9	4391.3	4236.8	3948.6	3835.1
せん断耐力 P_{s0} (kN), $C_c=1.0$	6139.1	6139.1	4604.7	4444.1	4144.5	4026.3
	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$
破壊形態	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊

表2-9 せん断耐力と破壊形態の判定（橋脚No. 3）

塑性ヒンジ	A	B	I	J	K	L
せん断力 S (kN)	2579.1	3795.2	654.1	3746.1	1323.9	2834.1
せん断耐力 P_s (kN), $C_c=0.8$	4301.4	4301.4	4351.9	4236.8	3948.6	3835.1
せん断耐力 P_{s0} (kN), $C_c=1.0$	4511.4	4511.4	4555.5	4444.1	4144.5	4026.3
	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$	$S \leq P_s$
破壊形態	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊

2. 3 地震応答特性

2. 3. 1 解析方法

図2-4の骨組モデルの中で、塑性ヒンジ長 L_p に相当する塑性回転バネを設けた要素を2次元弾塑性はり要素とし、離散系モデルで質量が有限個の節点に集中しているとしてモデル化した。部材の節点分割数は低次の主要な振動モードが再現できる程度としてモデル化し、非線形時刻歴応答解析を行った。図2-10に解析モデルを示す。各部材の履歴モデルや数値計算方法、入力地震動等解析諸元は1. 3. 1と同様とした。表2-10~12に、解析を行った橋脚の各振動モードの固有周期および有効質量を示す。これらによると、対象橋脚の主要な振動モードは1次および3次モードであり、1次モードの有効質量が73~80%と他のモードに比較して大きく、本橋脚では1次モードが卓越することがわかる。

表2-10 各振動モードの固有周期および有効質量（橋脚No. 1）

次 数	固有周期 (sec)	有効質量 (%)	有効質量 累積(%)
1	0.557	80	80
2	0.164	0	80
3	0.147	12	92
4	0.136	0	92
5	0.076	3	95

表2-11 各振動モードの固有周期および有効質量（橋脚No. 2）

次 数	固有周期 (sec)	有効質量 (%)	有効質量の 累積(%)
1	0.414	78	78
2	0.115	0	78
3	0.113	16	94
4	0.092	0	94
5	0.048	2	96

表2-12 各振動モードの固有周期および有効質量（橋脚No. 3）

次 数	固有周期 (sec)	有効質量 (%)	有効質量の 累積(%)
1	0.398	73	73
2	0.119	0	73
3	0.100	20	93
4	0.098	0	93
5	0.048	1	94

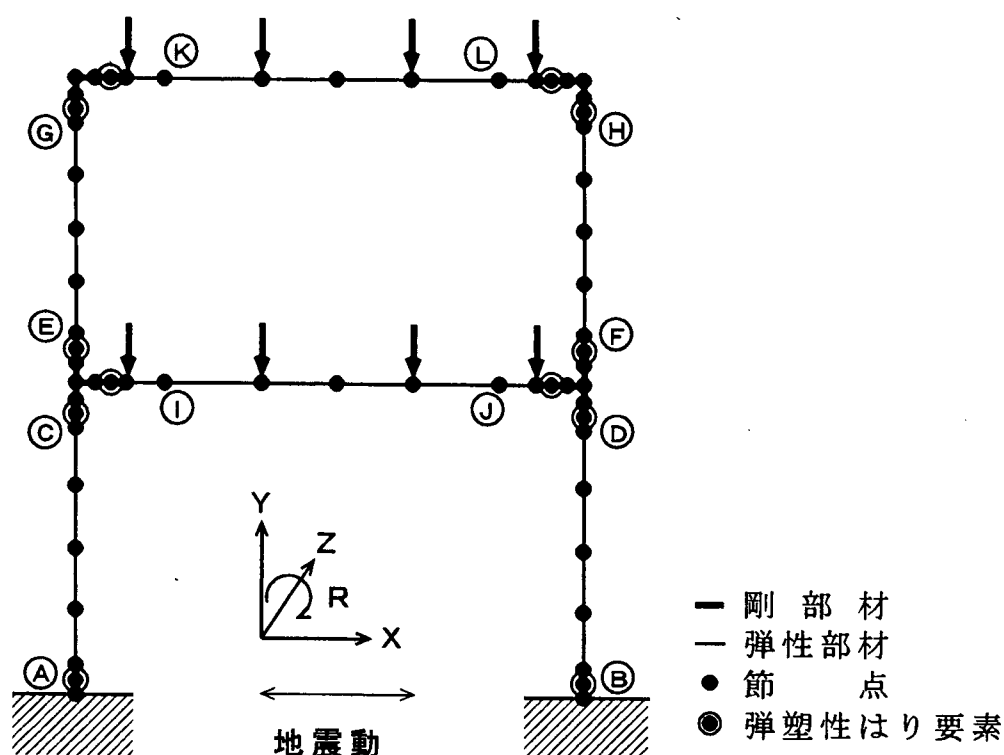


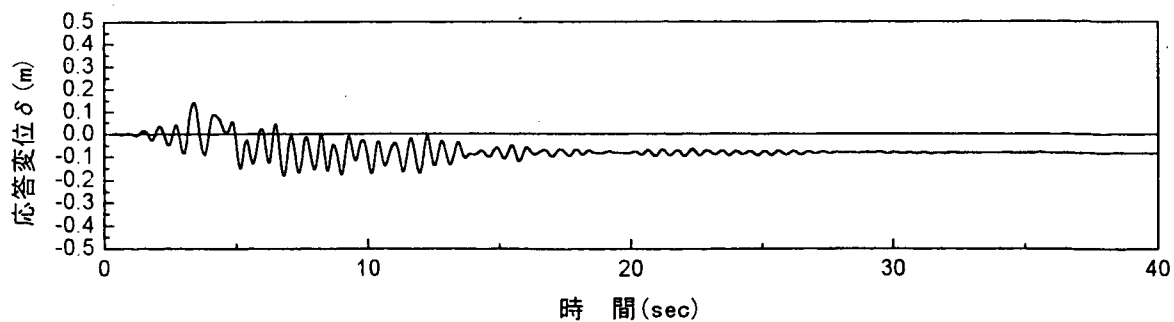
図 2-10 解析モデル

2. 3. 2 解析結果

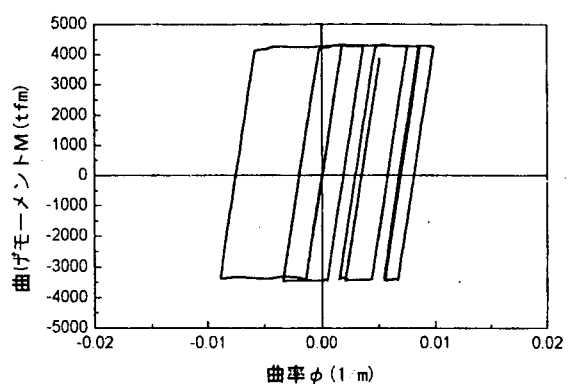
図 2-11 に、タイプⅡでⅡ種地盤の地震動に対して、橋脚 No. 1 における上層はり位置の応答変位と各塑性ヒンジ位置の応答履歴（曲げモーメント-曲率関係）を示す。

図 2-12～14 は、Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤のそれぞれについて、タイプⅡ地震動に対して橋脚の各塑性ヒンジ位置に生じる最大応答曲率 ϕ_{max} を示したものである。グラフの縦軸は最大応答曲率を各断面の終局曲率で除した ϕ_{max}/ϕ_u を表す。ここで、応答値は 3 波形の入力地震動に対する平均値を用いている。ここで、タイプⅠ地震動に対しては、ほとんどの部材が非線形域に達しておらず、 ϕ_{max}/ϕ_u は 1.0 を大きく下回り、設計上はタイプⅡ地震動に対して断面が決定されると判断したため、解析結果のグラフは省略した。

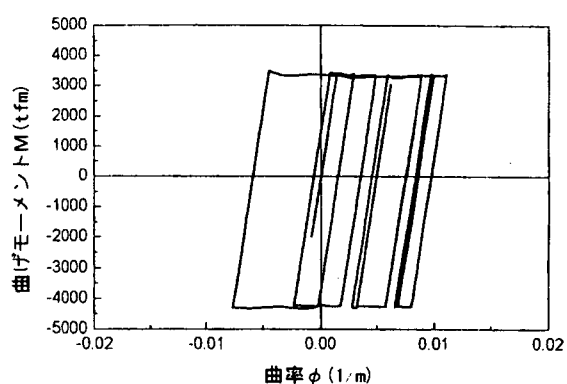
図 2-12～14 によると、タイプⅡ地震動に対しては、すべての解析ケースではりの応答曲率が $\phi_{max}/\phi_u=1.0$ を大きく下回っている。これは、はり部材がせん断破壊型にならないように帯鉄筋量を多く配筋しているため、じん性の大きい部材となっているからである。また、柱部材は ϕ_{max}/ϕ_u の値がはりの塑性ヒンジと比べて大きい、ほとんどの解析ケースで $\phi_{max}/\phi_u \leq 1.0$ となっている。



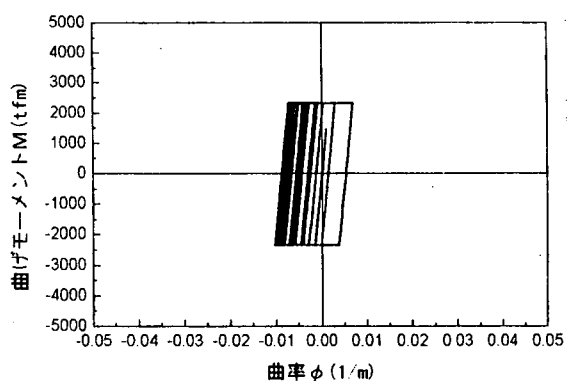
(a) 上層はり位置の応答変位



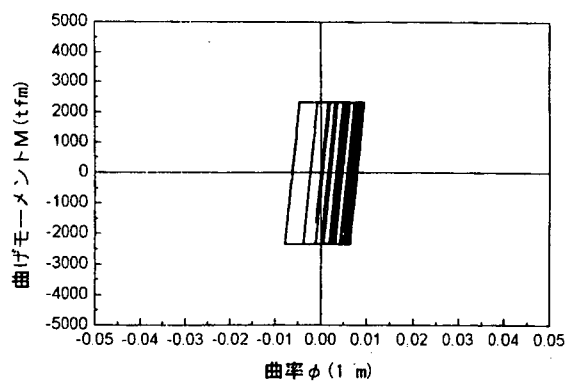
柱基部（塑性ヒンジA）



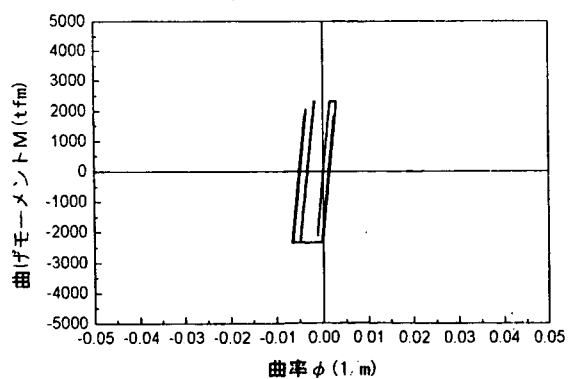
柱基部（塑性ヒンジB）



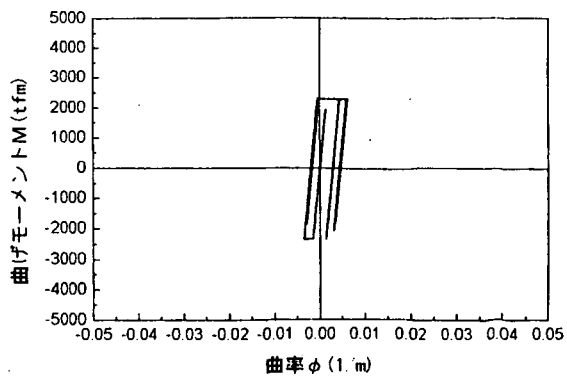
中層はり（塑性ヒンジI）



中層はり（塑性ヒンジJ）



上層はり（塑性ヒンジK）



上層はり（塑性ヒンジL）

図2-11 上層はり位置の応答変位と各塑性ヒンジ位置の応答履歴（解析No. 1）

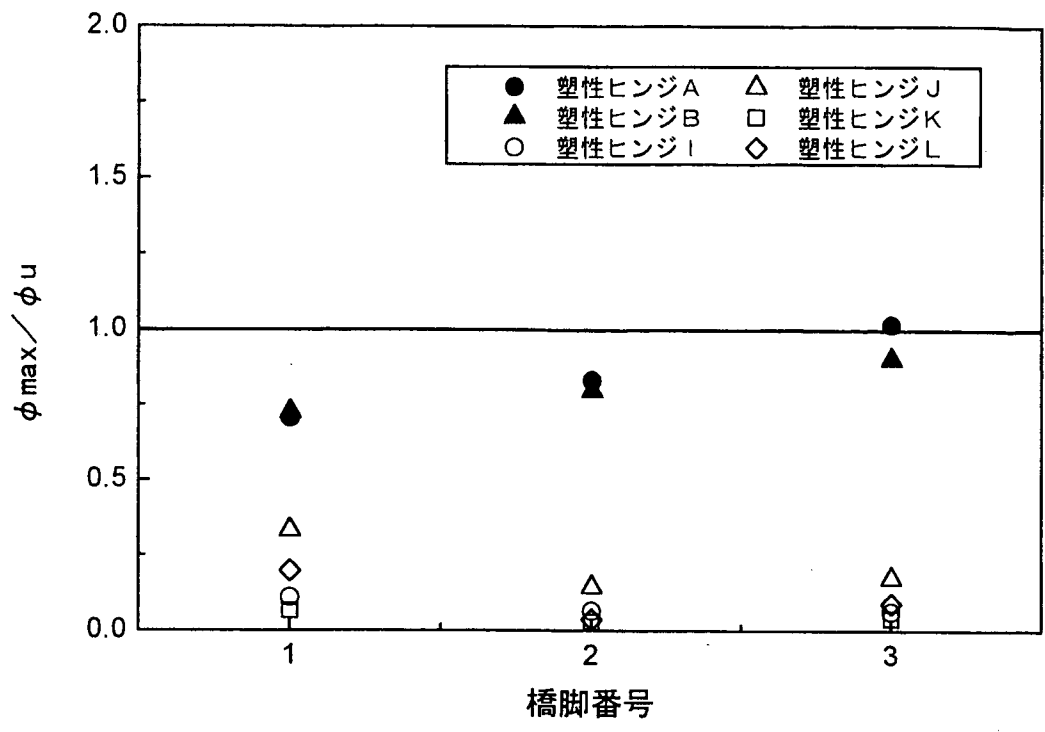


図 2-12 各塑性ヒンジの ϕ_{max}/ϕ_u (I 種地盤、タイプ II 地震動)

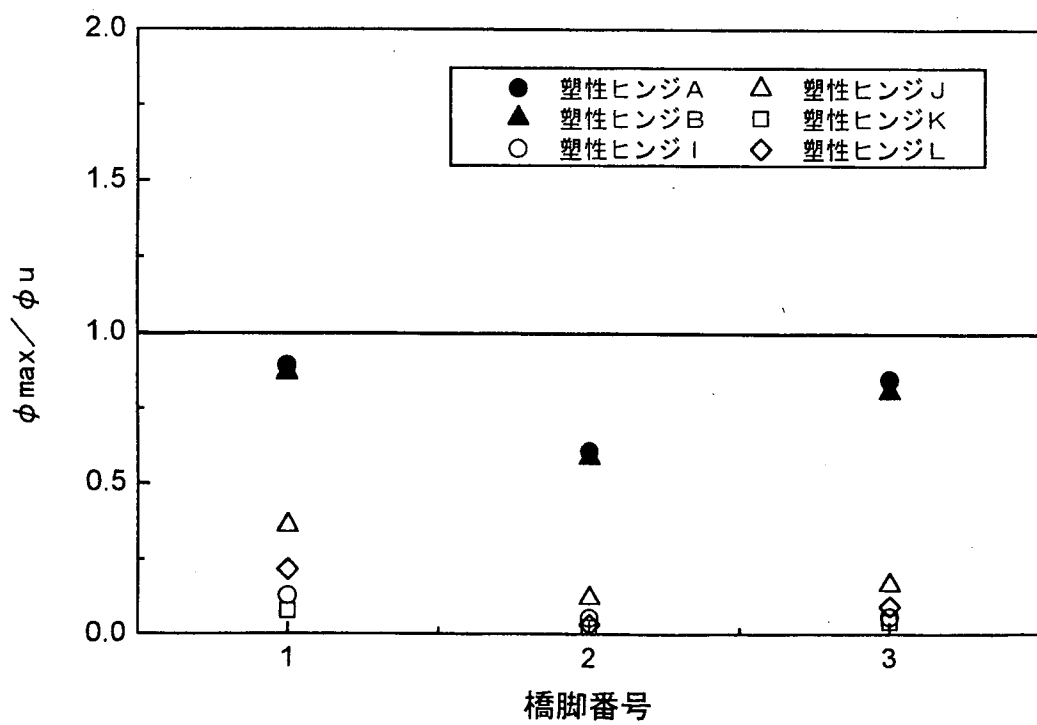


図 2-13 各塑性ヒンジの ϕ_{max}/ϕ_u (II 種地盤、タイプ II 地震動)

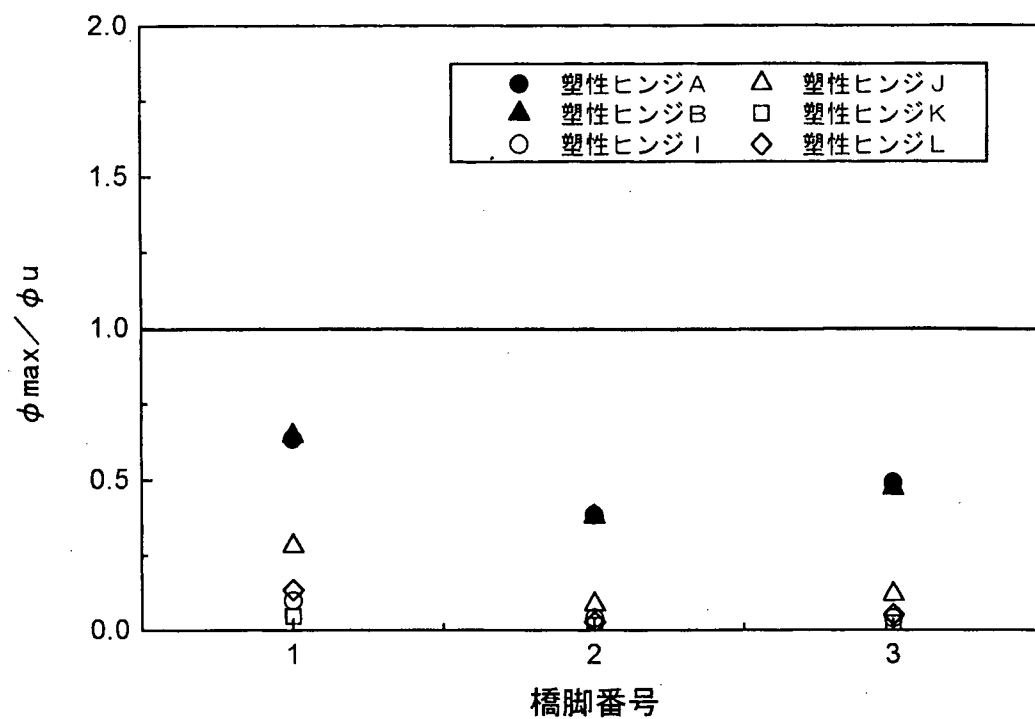


図2-14 各塑性ヒンジの ϕ_{max}/ϕ_u (Ⅲ種地盤、タイプⅡ地震動)

2. 4 複数の荷重点を考慮した静的解析法の妥当性の検討

2. 4. 1 等価エネルギー法に基づく弾塑性変位の推定精度

1. 4に示したように、シングルデッキ2層式RCラーメン橋脚において、非線形応答に対する等価エネルギー法の適用性は比較的よい近似が得られた。

本橋脚も、表2-10~12に示したように1次モードが卓越するため、等価エネルギー法による非線形応答の推定精度を1. 4に従って検討した。ただし、ダブルデッキ2層式RCラーメン橋脚は、中層はりでも上部構造を支持しているため、1層目と2層目の上部工重量や橋脚の重量を1質点の振動系の重量に等価に近似する必要がある。そこで、図2-15に示す方法で上部構造および橋脚の等価重量を求めた。具体的な手順は以下の通りである。

- ①対象橋脚の骨組みモデルに対して固有値解析を行い、1次の振動モードが卓越していることを確認した上で、1次の固有周期を算出する。
- ②対象橋脚の骨組みモデルに対して静的な水平変位漸増解析を行う。このとき、1層目と2層目の変位の比を1次の振動モード形に保ち、変位制御で漸増させる。そして、橋脚全体の水平力-水平変位関係を求める。
- ③②で求めた水平力-水平変位関係から、橋脚の曲げ変形による降伏時の割線剛性 K_y を求める。
- ④対象橋脚を①で求めた固有周期に等しい固有周期をもち、③で求めた剛性 K_y をもつ1質点のモデルと仮定して、等価重量 W を式(2-1)によって算出する。

$$W = \frac{g K T^2}{4 \pi^2} \quad (2-1)$$

ここに、

W : 1質点の振動系に置き換えた場合の等価重量

g : 重力加速度

K : 水平変位漸増解析から得られる割線剛性 K_y

T : 1次モードの固有周期

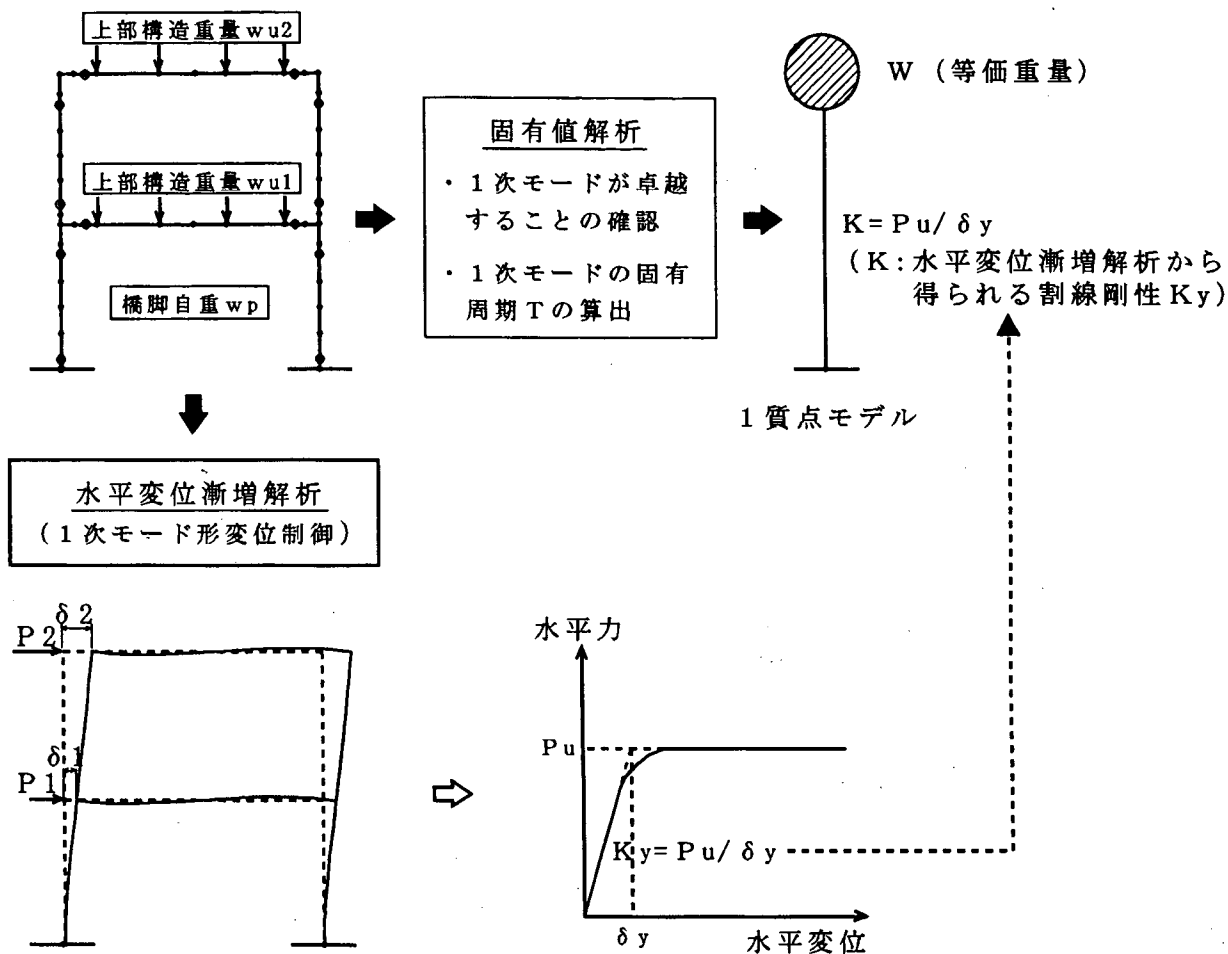


図 2-15 等価重量の算出方法

以上の方法で算出した各橋脚の等価重量を表 2-13 に示す。

また、表 2-14 には、タイプ II 地震動に対して静的な水平変位漸増解析から等価エネルギー法によって近似される非線形最大応答変位 δ_{EL} と非線形動的解析から得られる最大応答変位 δ_{NL} を示す。また、図 2-16 には、複数の荷重点を考慮した場合に対して 1. 4 で示した各橋脚の係数 γ を示す。これによると、地盤種別による地震動の違いによって、係数 γ は 0.8~1.3 程度となる。

表 2-13 等価重量

解析ケース	橋脚No. 1	橋脚No. 2	橋脚No. 3
固有周期T(sec) 1次モード	0.557	0.414	0.398
割線剛性K(kN/m)	172906.6	104679.5	91089.9
等価重量W(kN)	13317.4	4454.0	3582.4
1層目上部工重量 w_{u1} (kN)	5884.0	2942.0	2745.9
2層目上部工重量 w_{u2} (kN)	5884.0	2942.0	2745.9
橋脚重量 w_p (kN)	8988.8	3124.4	2400.7
全重量 $w(=w_{u1}+w_{u2}+w_p)$ (kN)	20756.8	9008.4	7892.5
W/w	0.642	0.494	0.454

表 2-14 等価エネルギー法による最大応答変位 δ_{EL} と動的解析による最大応答変位 δ_{NL} (タイプⅡ地震動)

解析ケース	橋脚No. 1	橋脚No. 2	橋脚No. 3
khc (Ⅰ種地盤)	2.00	2.00	2.00
" (Ⅱ種地盤)	1.75	1.75	1.74
" (Ⅲ種地盤)	1.50	1.32	1.29
P_u (kN)	13140.9	8165.0	7196.1
δ_y (m)	0.076	0.078	0.079
δ_{EL} (Ⅰ種地盤)	0.194	0.085	0.079
" (Ⅱ種地盤)	0.158	0.075	0.069
" (Ⅲ種地盤)	0.126	0.059	0.056
δ_{NL} (Ⅰ種 NO.1)	0.156	0.101	0.074
" (Ⅰ種 NO.2)	0.166	0.097	0.106
" (Ⅰ種 NO.3)	0.137	0.108	0.094
平均値	0.153	0.102	0.091
δ_{NL} (Ⅱ種 NO.1)	0.141	0.097	0.097
" (Ⅱ種 NO.2)	0.185	0.074	0.070
" (Ⅱ種 NO.3)	0.180	0.099	0.105
平均値	0.169	0.090	0.091
δ_{NL} (Ⅲ種 NO.1)	0.137	0.068	0.068
" (Ⅲ種 NO.2)	0.166	0.077	0.075
" (Ⅲ種 NO.3)	0.104	0.077	0.067
平均値	0.136	0.074	0.070

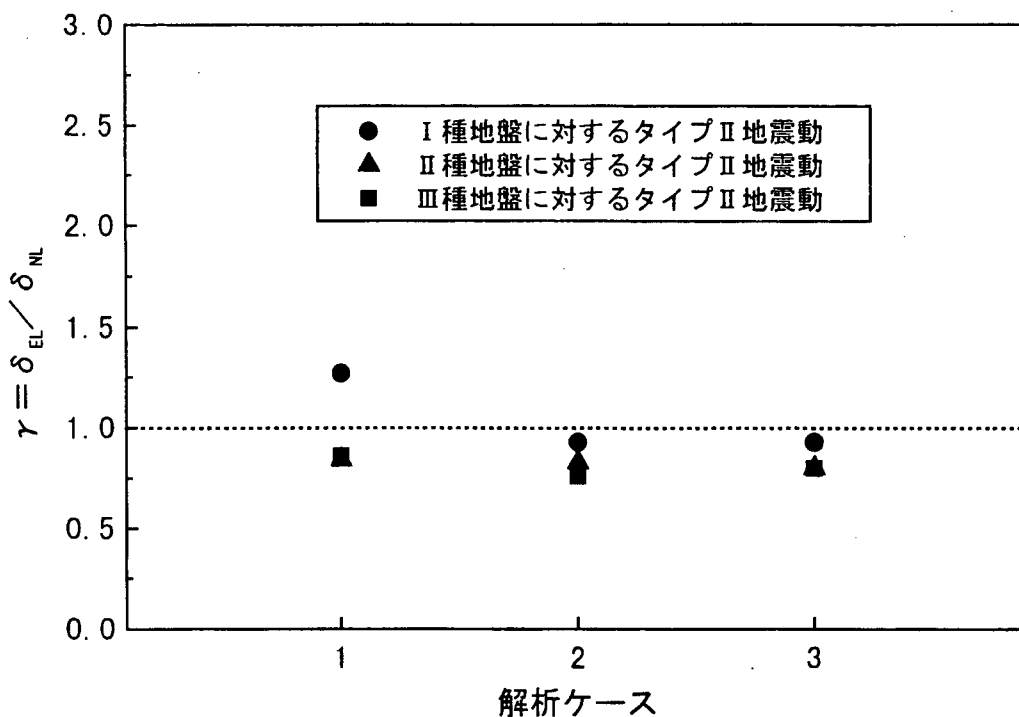


図2-16 係数 γ による等価エネルギー法の評価

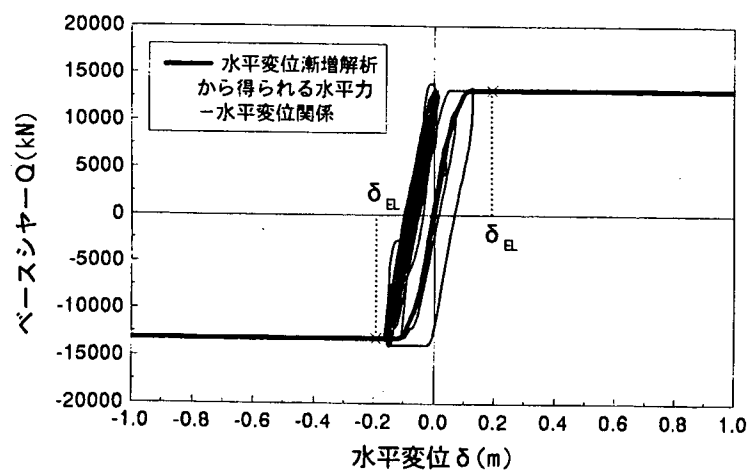
以上の結果を踏まえ、複数の荷重点を考慮した水平変位漸増解析の妥当性を検討した。

図2-17は、各地盤種別ごとのタイプⅡ地震動に対して、橋脚No. 1の非線形動的解析から求めたベースシヤー-水平変位関係と非線形静的解析から求めた水平力-水平変位の関係を比較したものである。ここで、非線形動的解析から求めるベースシヤーとは、両柱基部のせん断力の合計を表している。

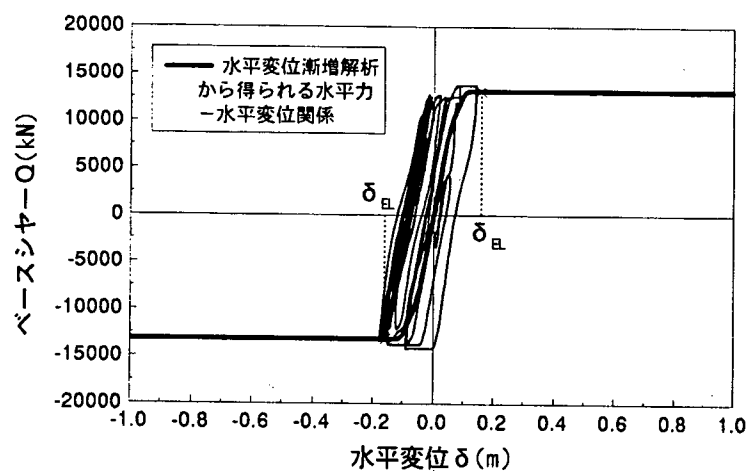
これによると、まず、水平力については、動的解析から得られたベースシヤーの最大値と複数の荷重点を考慮した静的解析から得られた水平力はほぼ同じ値である。

次に、水平変位については、非線形動的解析による最大応答変位と静的解析から等価エネルギー法によって推定した弾塑性最大応答変位 δ_{EL} は比較的良好な近似が得られている。

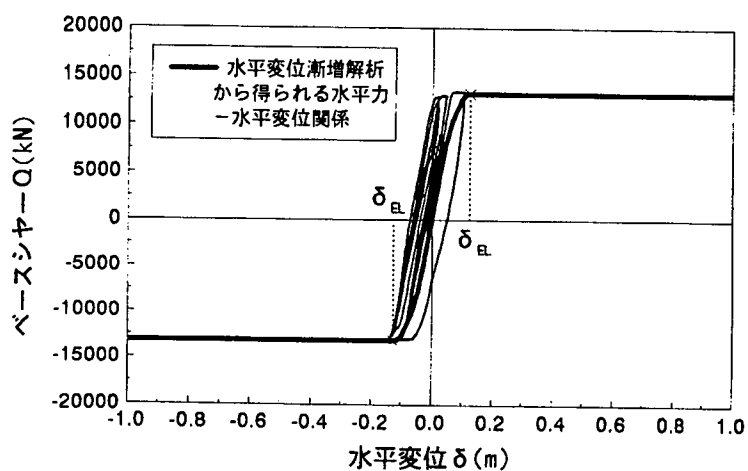
以上より、複数の荷重点を考慮した静的解析法は、動的解析結果をよく再現できることがわかる。



(a) I 種地盤



(b) II 種地盤

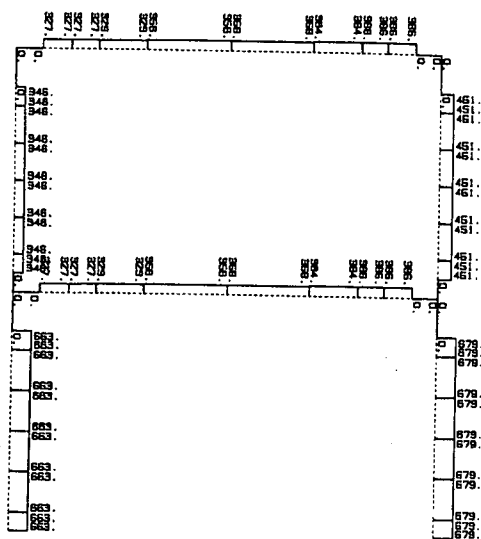


(c) III 種地盤

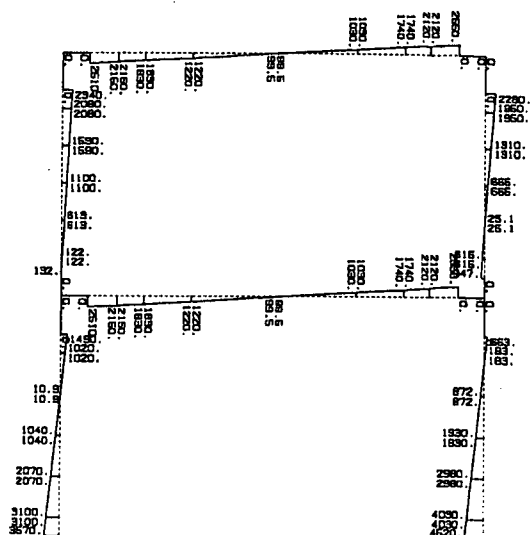
図 2-17 ベースシャーと応答変位関係 (橋脚 No. 1)

2. 4. 2 非線形静的解析と非線形動的解析における断面力の比較

複数の荷重点を考慮した漸増方法の妥当性の検討として、非線形動的解析による最大応答変位時の橋脚の断面力分布とその変位に対応する非線形静的解析の場合の断面力分布を比較した。その結果を図2-18~20に示す。これらによると、複数の荷重点を考慮した非線形静的解析における橋脚の断面力分布は非線形動的解析による断面力分布を比較的よく再現していることがわかる。なお、図2-18に示す橋脚No. 1の断面力分布において、静的解析と動的解析で分布方向が異なっているが、これは、動的解析における最大応答変位時の応答の方向と静的解析における水平変位の漸増方向が異なっているためである。

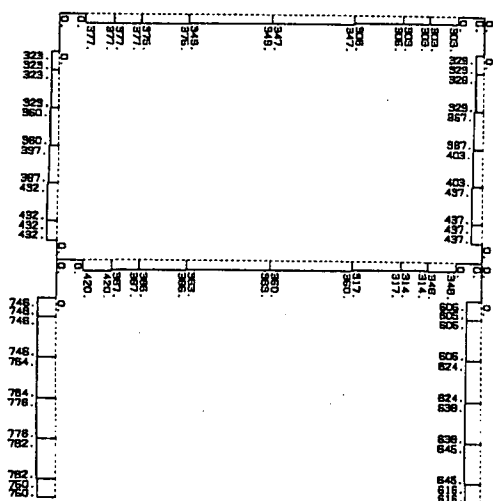


(a)せん断力分布

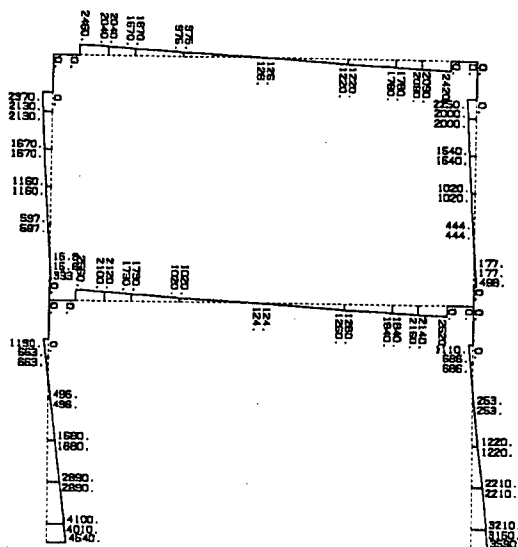


(b)曲げモーメント分布

非線形静的解析



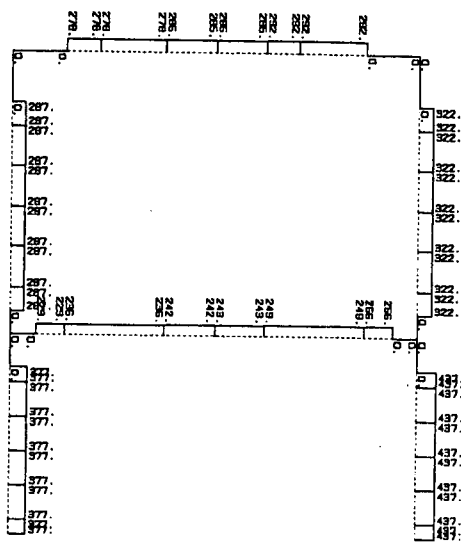
(a)せん断力分布



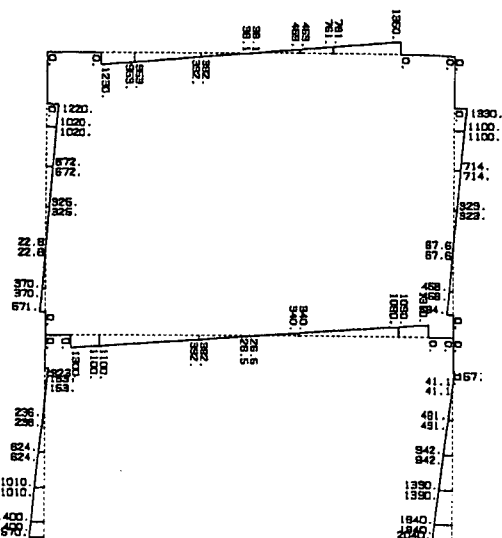
(b)曲げモーメント分布

非線形動的解析

図 2-18 断面力分布の比較 (橋脚 No. 1)

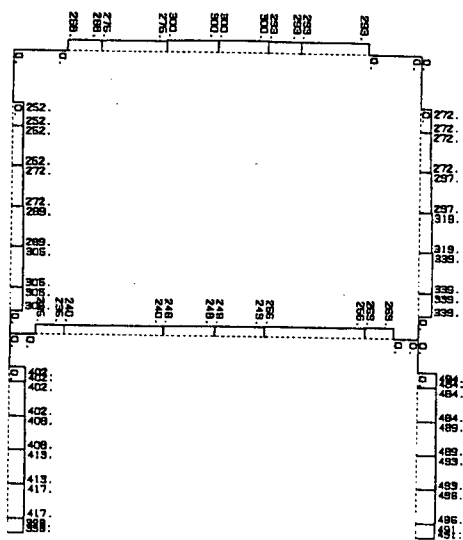


(a)せん断力分布

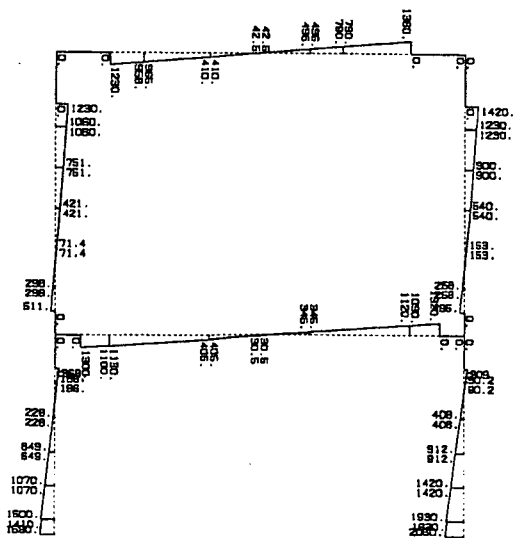


(b)曲げモーメント分布

非線形静的解析



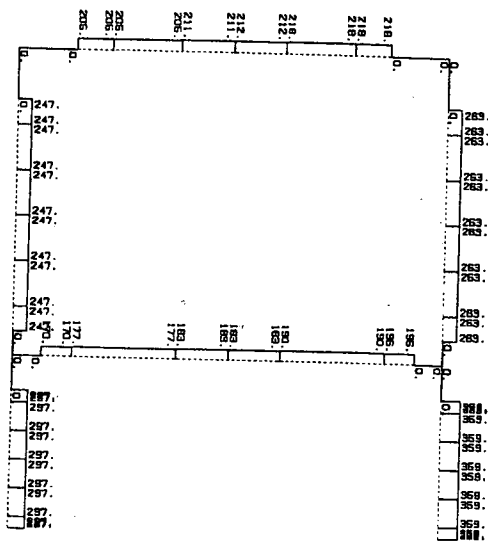
(a)せん断力分布



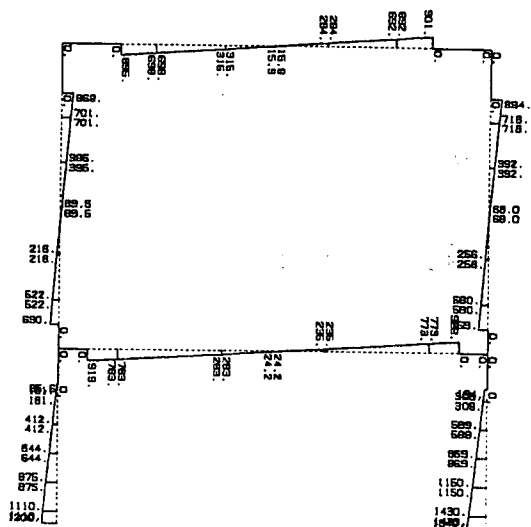
(b)曲げモーメント分布

非線形動的解析

図2-19 断面力分布の比較(橋脚No. 2)

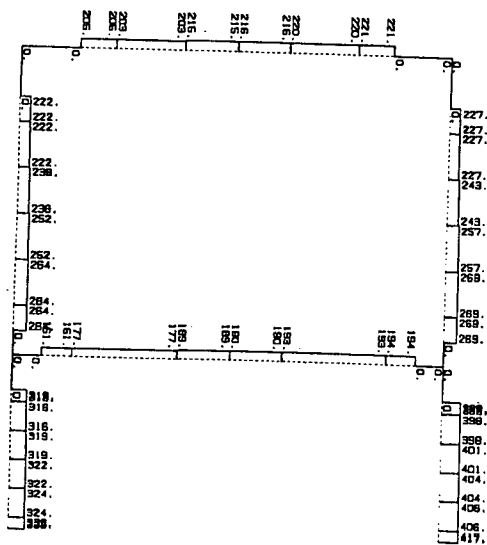


(a)せん断力分布

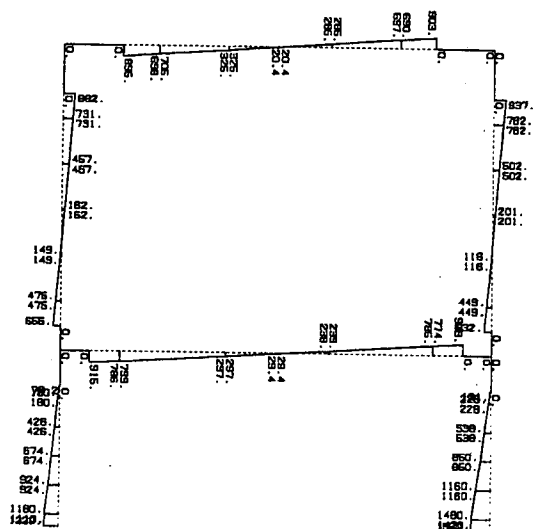


(b)曲げモーメント分布

非線形静的解析



(a)せん断力分布



(b)曲げモーメント分布

非線形動的解析

図 2-20 断面力分布の比較 (橋脚 No. 3)

2. 5 ラーメン橋脚全体の終局変位と耐震設計法

静的非線形解析によるラーメン橋脚全体系の変位を照査することによって耐震性を判断する場合、特定の塑性ヒンジの応答曲率が終局曲率を大きく上回らないようにラーメン全体系の終局変位を決定する必要がある。終局変位を決定するために次のような検討を行った。

まず、静的な水平変位漸増解析によって得られた水平力－水平変位関係の中で、6個の塑性ヒンジのうち、1個目、2個目、3個目・・・、6個目の塑性ヒンジが終局に達したときの水平変位をラーメン橋脚全体の終局変位 δ_u とし、それぞれの場合の許容変位 δ_y を式(2-2)によって求める。次に、それぞれの場合の許容変位 δ_y に対応する各塑性ヒンジ位置の応答曲率 ϕ_r を求め、終局曲率 ϕ_u をどの程度超えているのかを検討した。その結果を各解析ケースに対してまとめたものを図2-21に示す。グラフの縦軸には各塑性ヒンジ位置の応答曲率 ϕ_r を終局曲率 ϕ_u で除した ϕ_r/ϕ_u を表す。図中には、1個目から6個目までの塑性ヒンジがそれぞれ終局に達したときの水平変位をラーメン全体系の終局変位と見なした場合について、各塑性ヒンジの ϕ_r/ϕ_u の値が最も大きかったものをプロットしている。この図によると、橋脚No. 1については、4個目を終局変位とした場合の ϕ_r/ϕ_u の値は2.0程度である。各塑性ヒンジの終局を一本柱形式の橋脚の塑性ヒンジと同等にするならば、 ϕ_r は塑性ヒンジの許容曲率 ϕ_y 以下にする必要がある。しかしながら、ラーメン橋脚は不静定構造であることから、一部の部材が設計上の曲げモーメントに対する抵抗が低下しても、その部材が支持する軸力のみを保持できれば、ラーメン橋脚全体としては水平耐力が急激に低下しにくいと考えられるため、対象としたラーメン橋脚の橋脚No. 1に対して4個目の塑性ヒンジが終局に達するときをラーメン全体系の終局変位とする考え方を提案する。しかし、これについては、実験的な検討をする必要があるとともに、橋脚No. 2や3のように、はり部材をせん断破壊型にするためにははりの横拘束筋の体積比が大きくなり、4個目が終局に達したときを終局変位とした場合、 ϕ_r/ϕ_u の値は5～7と大きくなり、部材の塑性化が大きく進展している可能性がある場合もあることに注意しなければならない。したがって、このような場合には、 $\phi_r/\phi_u \leq 2$ となる2個目が終局変位に達するときをラーメン全体系の終局変位とすれば、特定の塑性ヒンジの応答曲率が終局曲率を大きく上回らない設計となる。

$$\delta_u = \delta_y + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha} \quad (2-2)$$

ここに、

α : 道路橋示方書に規定する安全係数

δ_u : 水平変位漸増解析で算出されるラーメン橋脚の終局変位

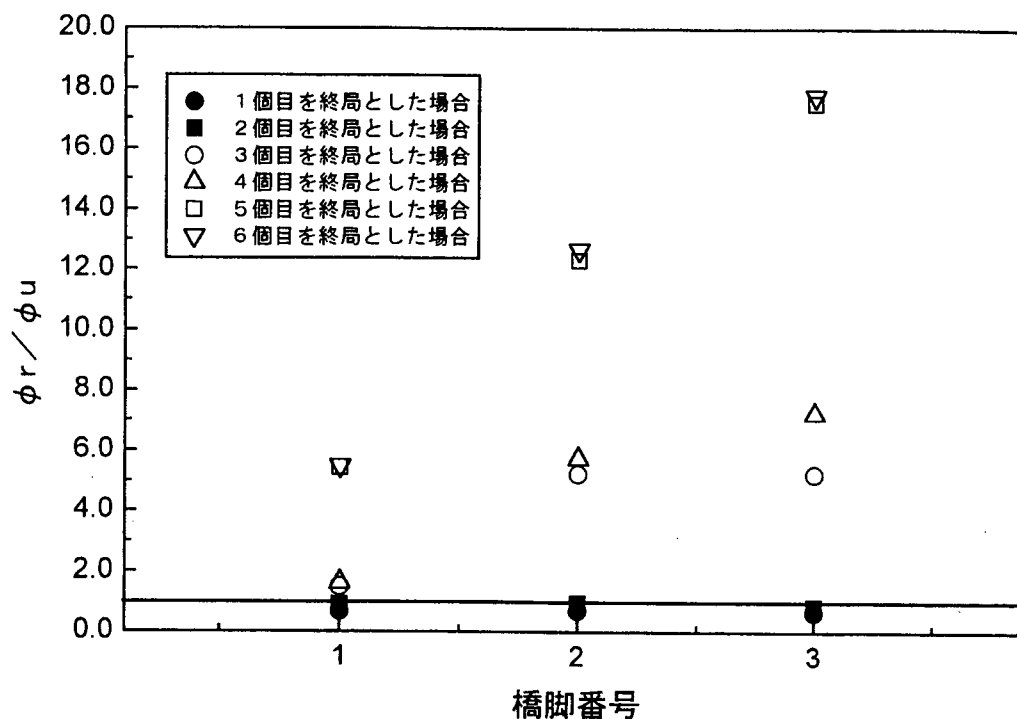


図2-21 静的解析による各塑性ヒンジの応答曲率

以上より、2層式RCラーメン橋脚の設計法を以下のように提案する。

モード解析により、1次モードにおける1層目と2層目の変位の比率を算出し、1層目と2層目の2点荷重による静的な水平変位漸増解析によって得られた水平力-水平変位関係を求める。次に、特定の塑性ヒンジの応答曲率が終局曲率を大きく上回らないように、ラーメン橋脚全体系の終局変位 δ_e を設定し、許容変位 δ_a を式(2-2)によって求める。そして、図1-54に示すように、等価エネルギー法によって近似されたラーメン橋脚の弾塑性応答変位 δ_{EL} と許容変位 δ_a とを比較し、式(2-3)を満足するように設計を行うものである。

$$\delta_{EL} \leq \delta_a \quad (2-3)$$

以上のように、特定の塑性ヒンジの応答曲率が終局曲率を大きく上回らないようにラーメン橋脚全体系の終局変位を定義した場合に、動的解析により今回の対象橋脚の安全性を検討した。動的解析から求められる応答変位の許容変位に対する変位余裕係数 β_δ を式(2-4)によって定義する。

$$\beta_\delta = \frac{\delta_a}{\delta_{NL}} \quad (2-4)$$

ここに、

δ_{NL} : 非線形動的応答解析による最大応答変位

δ_a : 水平変位漸増解析で算出されるラーメン橋脚の許容変位

図2-22～24は、それぞれⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤のタイプⅡ地震動に対するラーメン橋脚全体系の変位余裕係数 β_δ と非線形動的解析から得られる各塑性ヒンジ位置の最大応答曲率 ϕ_{max} との関係を比較した結果を示したものである。ここで、ラーメン橋脚全体系の終局変位としては、橋脚No. 1では4個目、橋脚No. 2, 3では2個目の塑性ヒンジが終局に達したときと設定している。グラフの縦軸は最大応答曲率を各断面の終局曲率で除した ϕ_{max}/ϕ_u を表す。これらによれば、今回対象とした橋脚は、いずれも $\beta_\delta \geq 1.0$ で許容変位以内となった。また、塑性ヒンジ位置の最大応答曲率がわずかに終局曲率を超える場合もあるが、ほとんどの解析ケースでは、塑性ヒンジ位置に生じる応答曲率は終局曲率以内となっている。

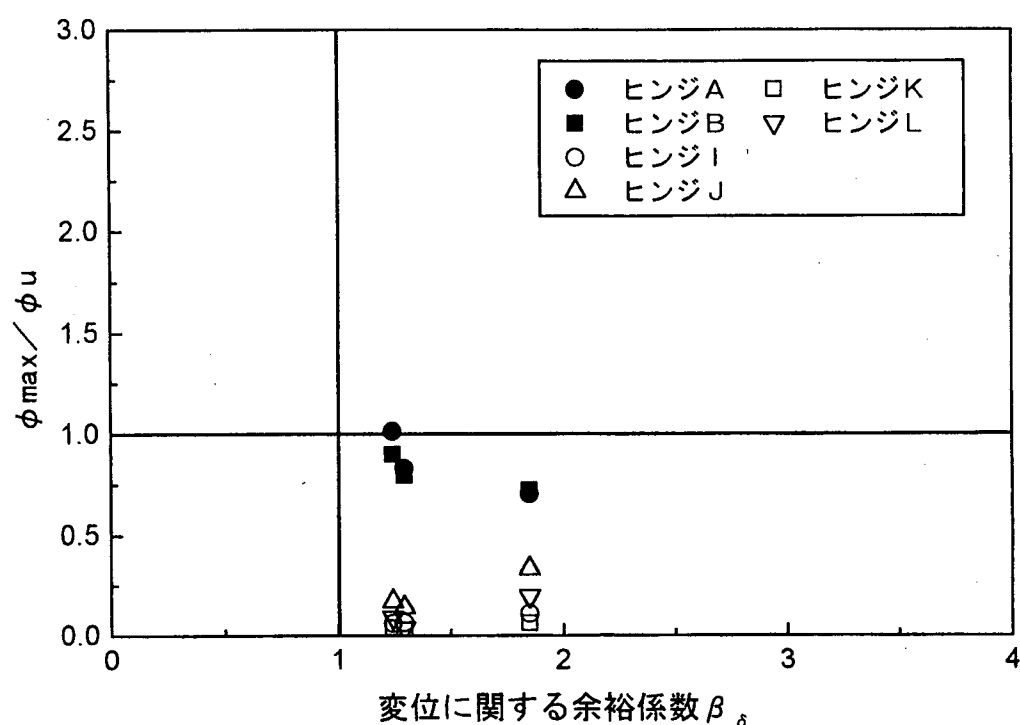


図2-22 動的解析による各塑性ヒンジの最大応答曲率（Ⅰ種地盤）

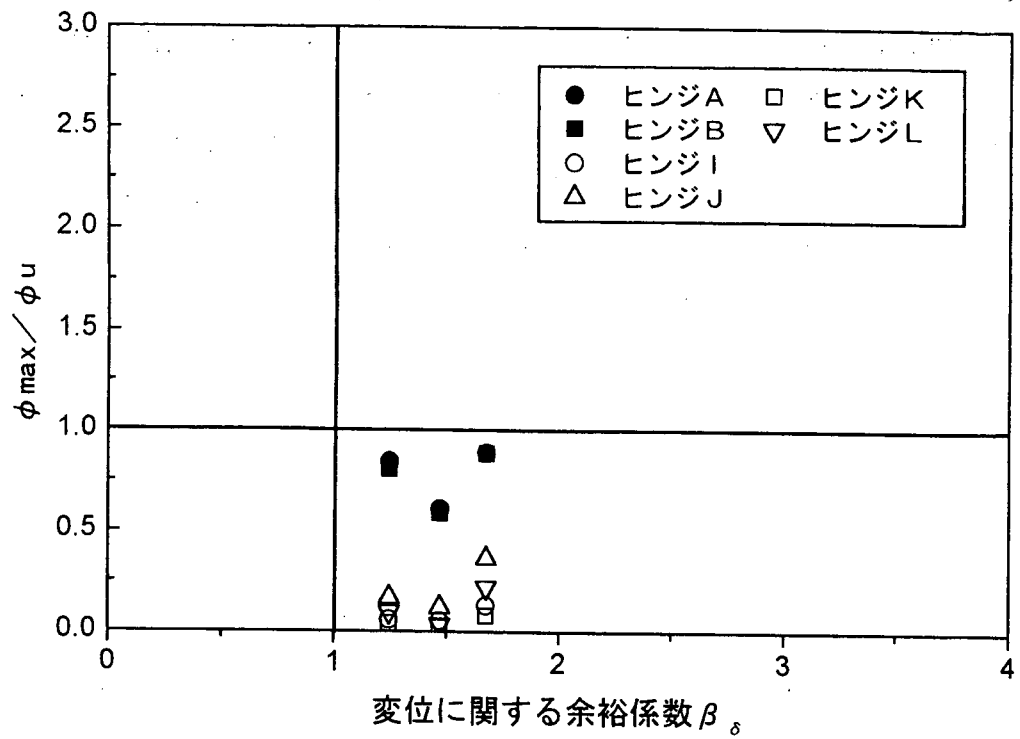


図 2-23 動的解析による各塑性ヒンジの最大応答曲率 (Ⅱ種地盤)

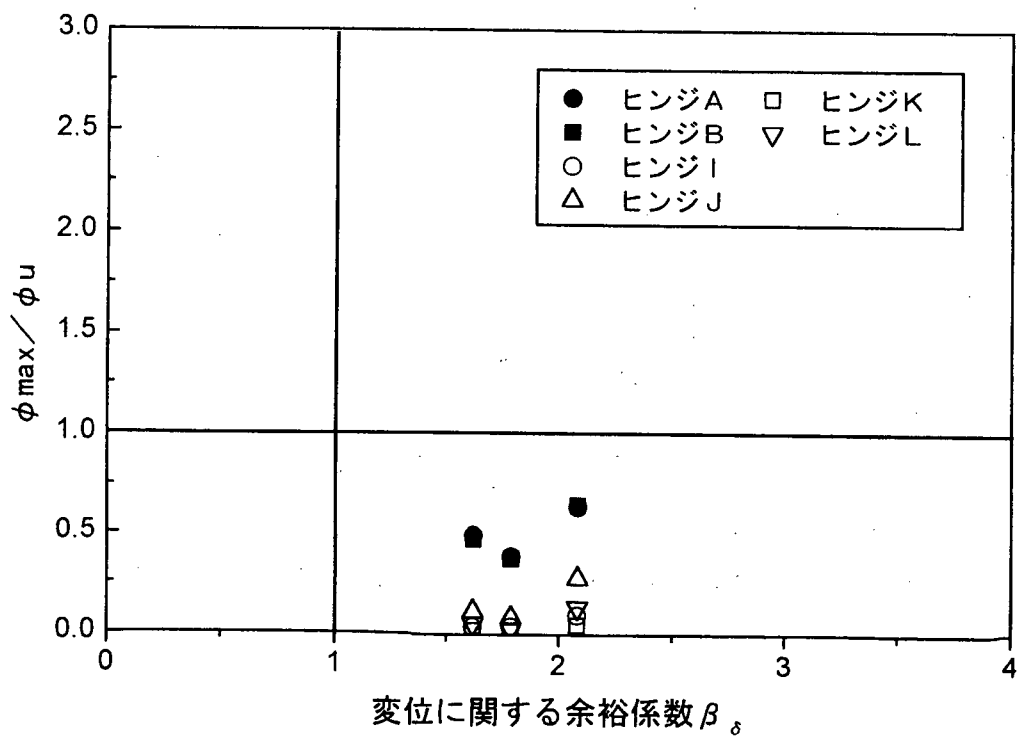


図 2-24 動的解析による各塑性ヒンジの最大応答曲率 (Ⅲ種地盤)

2. 6 まとめ

本研究では、上部構造が上層はりの中層はりに支持されているダブルデッキ2層式RCラーメン橋脚の耐震設計法の提案を行った。検討結果をまとめると以下の通りとなる。

- (1) 静的非線形解析における水平変位の漸増方法として、固有値解析により1次モード形の変位の比率から、1層目と2層目の水平変位の比率を決定する漸増方法の妥当性を確認した。
- (2) 本解析で対象とした橋脚（固有周期 $T=0.4\sim 0.5$ 秒）に対して等価エネルギー法の適用性を検討したところ、静的な水平変位漸増解析から等価エネルギー法によって近似される非線形最大応答変位 δ_{NL} を非線形動的解析から得られる最大応答変位 δ_{ML} で除した係数 γ は $0.8\sim 1.3$ 程度の値となり、比較的よい近似が得られた。
- (3) ダブルデッキ2層式RCラーメン橋脚の静的非線形解析による設計法を提案した。この中で、ラーメン橋脚全体の終局変位を設定するとき、特定の部材の横拘束筋の量が著しく多い場合等、塑性化が大きく進展している可能性がある場合もあることに注意して終局変位を設定しなければならない。

3. まとめ

ラーメン橋脚の面内方向の場合には、一般に橋脚全体の水平耐力が大きくなるので、はりや柱部材に作用するせん断力が大きくなり、せん断破壊型に至りやすい特性を有する。このため、耐震設計上は各部材をじん性を有する曲げ破壊型になるようにせん断耐力を向上させることが基本条件となる。

本研究では、シングルデッキおよびダブルデッキ2層式RCラーメン橋脚の面内方向の地震応答特性を把握するとともに、耐震設計法の提案を行った。検討結果をまとめると以下の通りとなる。

・シングルデッキ2層式RCラーメン橋脚

- (1)既存の橋脚断面に対して、横拘束筋の体積比を大きくすることで各部材は曲げ破壊型となるが、特に、中層はりは多くの帯鉄筋量が必要となる。
- (2)中層はりの剛性を大きくしても、中層はり自身の破壊モードはせん断破壊から曲げ破壊に移行できない。さらに、中層はりの剛性を大きくすると、柱部材の破壊モードを曲げ破壊からせん断破壊に移行させる可能性がある。
- (3)動的解析の結果によると、中層はりの剛性を大きくすると、各部材の塑性化した断面の応答曲率を小さくすることができる。一方、上層はりの剛性を大きくすると、逆に柱基部の応答曲率が大きくなる。
- (4)本解析で対象とした橋脚（固有周期 $T=0.6\sim0.7$ 秒）に対して等価エネルギー法の適用性を検討したところ、静的な水平変位漸増解析から等価エネルギー法によって近似される非線形最大応答変位 δ_{EL} を非線形動的解析から得られる最大応答変位 δ_{NL} で除した係数 γ は $0.9\sim2.5$ 程度の値となり、比較的よい近似が得られた。
- (5)シングルデッキ2層式RCラーメン橋脚の4個目の塑性ヒンジが終局に達したときを終局状態とする静的非線形解析による耐震設計法を提案した。ただし、横拘束筋の条件によっては4個目の終局変位が過大になり、これで終局変位を決めると最初に終局に達した1個目の塑性ヒンジの塑性化が $\phi_r/\phi_u=2$ 程度ではなく、これよりも大きく進展している可能性がある場合もあることに注意する必要がある。

・ダブルデッキ2層式RCラーメン橋脚

- (1)静的非線形解析における水平変位の漸増方法として、固有値解析により1次モード形の変位の比率から、1層目と2層目の水平変位の比率を決定する漸増方法の妥当性を確認した。
- (2)本解析で対象とした橋脚（固有周期 $T=0.4\sim0.5$ 秒）に対して等価エネルギー法の適用性を検討したところ、静的な水平変位漸増解析から等価エネルギー法によって近似される非線形最大応答変位 δ_{EL} を非線形動的解析から得られる最大応答変位 δ_{NL} で除した係数 γ は $0.8\sim1.3$ 程度の値となり、比較的よい近似が得られた。
- (3)ダブルデッキ2層式RCラーメン橋脚の静的非線形解析による設計法を提案した。この中で、ラーメン橋脚全体の終局変位を設定するとき、特定の部材の横拘束筋の量が著しく多い場合等、塑性化が大きく進展している可能性がある場合もあることに注意して終局変位を設定しなければならない。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、1996. 12
- 2) 寺山 徹・大塚久哲・長屋和宏・佐藤貴志・田崎賢治：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計、土木技術資料 Vol. 39-2、pp. 44-49、1997. 2
- 3) 寺山 徹：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性の照査、基礎工 Vol. 25-3、pp. 68-73、1997. 3
- 4) 星隈順一・川島一彦・長屋和宏：RC橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集、No. 520/V-8、pp. 1-11、1995. 8
- 5) 例えば、H. C. マーチン著・吉識雅夫監訳：マトリックス法による構造力学の解法、培風館、1967
- 6) 例えば、Ray W. Clough, Joseph Penzien：DYNAMICS OF STRUCTURE, McGraw-Hill, Inc, 1975
- 7) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997. 3
- 8) 川島一彦・長谷川金二：鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究、土木学会論文集No. 483/I-26、pp. 137-146、1994. 1
- 9) 川島一彦・長谷川金二・小山達彦・吉田 武：等価エネルギー法による鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答変位の推定精度、土木技術資料 29-5、pp. 15-20、1987. 5

2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚
面内方向の地震応答特性と耐震設計法

ISSN 0386-5878
土研資料 第3562号
平成10年3月(1998)

要旨

本資料は、2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対する耐震設計法の開発を目的として、上部構造が上層はりのみに支持されている場合と、上部構造が上層はりの中層はりに支持されている場合のそれぞれに対して、橋脚の動的耐力や変形性能を静的非線形解析により検討するとともに、非線形動的解析結果との比較により等価エネルギー法に基づく非線形応答の推定法の適用性を検討した結果をまとめたものである。

さらに、複数の塑性ヒンジが生じるラーメン橋脚全体系の終局変位の設定法を検討し、静的非線形解析による2層式RCラーメン橋脚の面内方向の耐震設計法を提案するものである。

キーワード：2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚，静的非線形解析，動的解析，地震応答特性，耐震設計

○

郵便はがき

305□□□□

郵便切手を
はって下さ
い。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震技術センター耐震研究室行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料 第3562号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

○