

第3章 地震設計法の現状と将来

3.1 概説

本章では、国内外における現行の地震設計の考え方や実設計法を総合的に検討するとともに、今後合理的な地震設計法を確立する上で解決しなければならない特に重要な課題を整理し、それらに関して実施した一連の調査研究の成果について述べる。

ここでは、最初に、今後の地震設計法のめざすべき姿を明確にするため、国内外の代表的設計基準を対象として各々の地震設計の位置付け、特徴、重要な相違点を調査するとともに、わが国における地震設計法の変遷とその背景にある考え方を整理している。同時に、鉄筋コンクリートの単柱式橋脚やラーメン橋脚に対する試設計などによって、国内外の代表的地震設計基準の相違点を定量的に検討し、実設計の観点からも現行基準を考察している。

次いで、地震設計で非常に重要な指標とされているじん性に関して、その定義、影響要因、評価法などを整理し、じん性を統一的に取り扱うための考え方を示すとともに、具体的な計算例を用いて道路橋と鉄道橋の設計におけるじん性率の考え方の相違を整理している。

さらに、上記の諸調査の結果をふまえ、コンクリート構造の現行地震設計では明確でない重要事項として、①材料強度の *Overstrength* と破壊モードとの関係、地震設計における材料強度や材料安全係数の取扱い方、②地震時の正負交番繰返し荷重下のコンクリートの負担せん断力の評価法、③動的解析におけるせん断変形の取扱い方の現状とせん断変形が応答解析結果に及ぼす影響などを取り上げ、既往の研究を整理するとともに新たな手法の提示や数値実験などによる基礎的検討を行っている。

このように、本章ではコンクリート建造物の地震設計に関して総合的な調査研究を行い、合理的な地震設計法を確立するための基本的な考え方を示し、その基礎資料を提示することを目的としている。

地震設計の手法やそれに関連した諸項目の検討にあたっては、震災時の損傷メカニズム、被災度・供用性の判定や補修・補強対策を含めた総合的な地震対策システムの中での位置付けや相互の関連を考慮することが重要であり、ここではこのようなことも念頭において調査研究を行った。なお、本章では、「耐震設計」および「免震設計」を総括するものとして「地震設計」という用語を用いている。

3.2 国内外基準における地震設計の考え方

本節では、表-3.2.1 に示した国内3種類、国外6種類の合計9種類のコンクリート構造物の設計基準における地震設計の位置付けおよび特徴をとりまとめるとともに、国内基準についてはその変遷の概略を示した。また、地震設計に関わる基準の比較を、

- (1) 基本方針および設計手法
- (2) 地震荷重およびその組合せ
- (3) 構造解析
- (4) 照査方法
- (5) 構造細目
- (6) 免震規定

の6項目について行い、規定されている条文あるいはその要旨を示すとともに、それぞれの設計基準における地震設計の考え方等を示した。以上により、将来のわが国の地震設計法が目指すべき姿に関する基礎資料を得ることを目的としている。

3.2.1 各国設計基準における地震設計の位置付けおよび特徴

(1) 国内基準

a) コンクリート標準示方書

土木学会のコンクリート標準示方書は、1986年に大幅に改定され、限界状態設計法がはじめて導入された。その後、1991年にさらに部分的改定がなされている。これを平成7年1月の兵庫県南部地震による被災の教訓をふまえた土木学会耐震基準等基本問題検討会議の提言を取り入れて、1996年7月に必要な改訂がなされている。本示方書では、構造物の耐震設計は設計で想定した地震動に対して所要の耐震性能を保有することを原則としており、限界状態設計法の基本に立脚して、地震設計の考え方を定めている点が大きな特徴である。具体的には、設計で想定する地震動は、建設地点において構造物の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動（レベル1地震動）と構造物の耐用期間内に発生する確率の極めて小さい強い地震動（レベル2地震動）の2つのレベルの地震動とし、この地震時における構造物の限界状態は地震時の安全性と地震後の構造物の使用計画に基づいて所要の耐震性能を保有するように定めるという考え方を導入している。その際の設計地震動は、一般に時刻歴地震波形または加速度応答スペクトルで表現したものを採用している。設計地震動、地震の影響、耐震構造計画、耐震性能に対する照査方法、構造細目などの詳細が、現行示方書（平成8年版）の耐震設計編に規定されている。

b) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準は、鉄道関係の土木構造物を対象として平成3年11月に制定され、本文は運輸省鉄道局技術参事官通達となっている。その後、平成7年1月の兵庫県南部地震で大きな被害を受けた鉄

表-3.2.1 第3章で取り上げた各国の設計基準

国または地域	設計基準の名称	発行年	第3章での略称
1 国内	土木学会: コンクリート標準示方書	平成8年	コンクリート標準示方書
2 国内	鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物	平成8年	鉄道構造物等設計標準
3 国内	日本道路協会: 道路橋示方書・同解説	平成8年	道路橋示方書
4 アメリカ	ACI: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)	1996年	ACI318-95
5 アメリカ	AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, 15th Edition	1992年	AASHTO
6 アメリカ カリフォルニア州	CALTRANS: Bridge Design Specifications Manual	1990年	CALTRANS
7 カナダ	CAN3-A23.3-M84: Design of Concrete structures for Buildings	1984年	CAN3
8 ニュージーランド	NZS3101: Code of practice for THE DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES (Part 1: Code of practice, Part 2: Commentary) NZS4203: Code of practice for GENERAL STRUCTURAL DESIGN AND DESIGN LOADINGS FOR BUILDINGS (Part 1: Code of practice, Part 2: Commentary)	1995年 1995年	NZS
9 ヨーロッパ	CEB-FIP: Model Code,	1993年	CEB-FIP MC

道構造物の復旧や耐震設計のあり方等について鉄道施設耐震構造検討委員会から、平成7年7月26日付けで「鉄道新設構造物の耐震設計に係る当面の措置について」が提言され、平成8年3月に「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料」が作成されている。本標準は、鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート構造に関する設計指針であり、コンクリート標準示方書(昭和61年制定版)に準拠し、限界状態設計法の導入を図り、安全係数を規定している。設計では、構造物の耐用期間中に一回程度発生すると想定される大地震と兵庫県南部地震規模の地震を対象としている。構造物の安全性の検討とは別に、一般的な地震時の列車走行安全性確保の観点から、設計耐用期間中に数回程度経験すると想定される中程度の地震に対して列車走行安全性を検討することとなっている。

耐震設計法は現行の設計基準と新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料に記述されており、現行の設計基準によるほか、兵庫県南部地震の最大地震動をもとに動的解析により変形性能の評価を行うこととなっている。

c) 道路橋示方書

道路橋示方書は、道路橋を対象として技術基準として昭和47年に制定され、平成6年2月に現行の内容に改定されたが、平成7年兵庫県南部地震による被災の教訓に基づき、建設省より関係機関に通知された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」および新たな調査研究の成果を踏えて、平成8年12月に改訂されている。

本示方書は、橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを目標として行ない、橋の重要度は道路種別および橋の機能・構造に応じて重要度が標準的な橋(A種の橋)と特に重要度が高い橋(B種の橋)の2つに区分している。すなわち、比較的生じる可能性の高い中規模地震に対しては健全度を損なわない、大きな強度を持つプレート境界型および内陸直下型地震に対しては、致命的な被害を防止する(A種の橋)、限定された損傷にとどめる(B種の橋)としている。本示方書の耐震設計編は14の章から構成されているが、設計の基本は震度法である。しかし、脆性的な破壊を生じないことを確かめるために、地震時保有水平耐力および地震後の残留変位(B種の橋)に対する照査を行うこととなっている。さらに、地震時の挙動が複雑な橋は、動的解析により照査することとしている。

(2) 国外基準

a) ACI318

ACI318は、米国コンクリート学会が鉄筋コンクリートの設計および施工上の最小限の標準規定としてまとめたものである。実際の設計基準の一部として用いられ、技術上の規定の参照として利用されることを意図して作成されている。

耐震設計については、第6部の特別に考慮すべき事項の一つとして、独立した一つの章(21章)を設けて記述されている。この基準においては、地震危険度について危険度の低い(あるいはない)地域、中程度の地域および高い地域に分けて考えられている。それらのうち、地震危険度の高い地域と中程度の地域に対するものについて、耐震上の特別規定が記述されている。

b) AASHTO

米国全土における高速道路の設計に適用できるように策定された基準である。米国においては、地域による地震活動の度合の差が大きく、一律の解析手法や設計規定を用いることが困難であるため、4種類の耐震性分類(SPC: Seismic Performance Category)を定義することにより、その設計規定上の柔軟性を確保している。この設計基準において用いられる手法は、部分的には、いわばCALTRANSとNZSの方法論の組合わせである。地震力の決定にあたっては、まず、弾性応答スペクトルを用いて定めた弾性地震力を求め、設計地震力は、それを構造形式による余剰耐力やじん性の相違に対応した応答補正係数で除することによって求めるというアプローチを用いている。また、耐震性分類で水準の高い橋梁については、複数モードのスペクトル解析を用いる場合も定められていることや、柱の降伏時の発生モーメント、せん断力を用い、じん性を確保する規定が設けられていることなども特徴である。このほか、過去の落橋、崩壊の被害形態の調査結果に基づき、相対変位の問題についても詳細に規定している。国内基準の道路橋示方書と同様、橋台、橋脚の支承における桁がかり長に関する最少量の規定が見られる。基礎の損傷は発見しにくいことから、基礎に対して要求される設計地震力は、その損傷を最少にとどめることを意図して設定されている。

c) CALTRANS

米国カリフォルニア州交通局の基準であり、カリフォルニア州における高速道路の設計に適用される。1971年のサンフェルナンド地震において、それ以前の規定により作られた橋梁に大きな被害が生じたことを教訓として策定された。

CALTRANSの基準の中では、次のような項目を考慮して設計地震力を定めている。すなわち、①活断層からの橋梁の相対的な位置、②活断層において起こりうる最大の地震の影響、③現場における地盤の影響、④地震動に対する橋梁の応答、⑤じん性に対する設計力の低減と危険度、である。想定される最大の地震に対する弾性設計応答スペクトルを、断層からの距離に基づく最大基盤加速度のゾーン分割、統計的に定められた基盤加速度応答スペクトル、地盤増幅係数、構造形式による補正係数により求めた後、橋梁の各部分に作用する設計力は、その弾性力を低減係数で除することにより求めるという方法で地震力を定めている。この低減係数は、じん性および危険度により定められており、たとえば、横拘束効果の大きいじん性の高い柱については4から8程度の値をとり、弾性力により予測されるよりも小さな力に対して設計されることになる。基本的な設計法としてはAASHTOと同様の荷重係数法を採用しているが、落橋、崩壊を防ぐ意義から、構造部材のじん性を確保するために、横拘束効果を高めるための配筋法や桁間連結に関して独自の規定を設けている。

d) CAN3

本基準には、National Building Code of Canadaにしたがって、コンクリート構造物の設計および強度評価に関する必要事項が規定されている。特に、地震設計に関しては、別の章を設けており、構造細目を中心に規定されている。

ACI318と同様に、いわゆる終局強度設計法が採用されており、荷重の影響は、荷重係数、荷重組み合わせ係数、重要度係数を用いて弾性理論によって求められる。また、断面強度を算定する際にも、強度低減係数が乗じられる。

じん性に富んだはりおよび柱のせん断に対する地震設計で特徴的な内容は、次の通りである。a)主に曲げを受けるじん性に富んだはり部材：接合面での部材特性を用いて計算した抵抗モーメントに等しいモーメントを接合面に作用させ、さらにその支間に係数を乗じた固定荷重を載荷して求めたせん断力に抵抗するように設計する。その際、簡便法によってせん断抵抗を算定するときには、コンクリートの抵抗は考慮しない。b)曲げと軸力を受けるじん性に富んだ柱部材：柱と接合するはりの抵抗モーメントによって生じるせん断力、あるいは係数を乗じた荷重によるせん断力のうち、大きい方のせん断力に抵抗するように設計する。その際、コンクリートのせん断抵抗は考慮する。

e) NZS

ニュージーランドでは、土木構造物、建築構造物を含めた一般のコンクリート構造物の設計を対象として、NZS3101(1995年)が定められている*。本基準は、鉄筋コンクリートおよびプレストレスとコンクリート構造に関する設計指針であり、荷重を規定したNZS4203(1995年)との対応が重視されている。

NZS3101では、一般に各章はa)設計に必要な一般原則、b)耐震設計を行わない部材に対する基準、c)耐震設計を行う部材に対する基準、の3つの節を含んでいる。部材の設計では、a)の一般原則を満たした上で、それぞれの対象部材にb)またはc)のうちのいずれかを適用する。「耐震設計を行う部材に対する基準」では、さらに、1)じん性を考慮した設計(Capacity Design)を行う部材、2)じん性が少ない(Limited Ductility)部材、または3)弾性設計を行う部材、のいずれかを選択することができる。2)および3)は、大きな地震荷重に対して弾性的に挙動するように設計してもそれほど大きなコストアップにつながらない場合に用いられ、逆にそのように設計することで簡便さを求めたものである。これらの設計法は、使用性の照査も行う終局強度設計法であるが、付録として許容応力度設計法も示されている。しかし、特に耐震設計には終局強度設計が必修であるとされている。この基準は、基本的にはACI318に準拠したものとなっている。

表-3.2.2(1) 国内基準の変遷と発生地震

西暦	地震	M	コンクリート 標準示方書	鉄道構造物	道路構造物	その他
1886					内務省令第13(明治19年)	内務省
1891	濃尾地震	8.0				
1919					内務省道路法(大正8年)	内務省
1923	関東大震災	7.9				建築基準法 ●設計震度(水平):0.1以上
1924						
1926					内務省道路法(昭和元年)	内務省
1930				橋梁標準設計(昭和5年)		
1931			コンクリート標準示方書 (昭和6年)			
1939					内務省道路橋示方書(昭和14年)	内務省
1944	東南海地震	8.0				
1946	南海地震	8.0				
1948	福井地震	7.1				
1950			コンクリート標準示方書 (昭和25年)			新建築基準法 ●設計震度(水平):0.2(高さ16m以上) ●高さ4m増加毎に0.01加算
1955				土木構造物の設計基準(案) (昭和30年4月)	日本国有鉄道	
1956					鋼道路橋示方書(昭和31年)	日本道路協会
1958			コンクリート標準示方書 (昭和33年)			
1961				新幹線構造物設計基準(案) (昭和36年6月)	日本国有鉄道	
1964	新潟地震	7.5			鋼道路橋示方書(昭和39年)	日本道路協会
1966					道路橋下部構造設計指針調査 および設計一般編(昭和41年)	日本道路協会
1967			コンクリート標準示方書 (昭和42年)	新幹線建造物設計基準規定(案) (昭和42年6月)	日本国有鉄道	
1968	土勝沖地震	7.9				
1970				建造物設計標準(鉄筋コンクリート 構造物及び無筋コンクリート構造物) (昭和45年3月)	日本国有鉄道	
1971	サンフェルナンド地震	7.1			道路橋面震設計指針(昭和46年)	日本道路協会

表-3.2.2(2) 国内基準の変遷と発生地震

西暦	地震	M	コンクリート 標準示方書	鉄道構造物	道路構造物	その他
1972				全国幹線網建造物設計標準 (東北・上越・成田用)(昭和47年6月)		
1974			コンクリート標準示方書 (昭和49年)			
1977						建設省新耐震設計法 ●震度法(設計水平震度=0.06~0.24)、修正震度法、動的解析法による耐力検討の規定 ●ぜい性破壊が生じない所要の耐力及び変形性能を保有できる部材の諸元、配筋に関する規定 ●落橋防止構造の規定 新建築基準法改訂
1978	大島近海伊豆地震 宮城県沖地震	7.0 7.4				
1979				耐震設計指針(案)解説(昭和54年9月)	道路示方書耐震設計編(昭和55年)	
1980						
1982	蒲河沖地震	7.1				
1983	日本海中部地震	7.7		建造物設計標準(鉄筋コンクリート構造物及び無筋コンクリート鉄道橋)プレストレストコンクリート鉄道橋 (昭和58年4月)		
1985	スキシコ地震	8.0				
1986			コンクリート標準示方書 (昭和61年)			
1989	ロマプリータ地震	7.1				
1990					道路橋示方書耐震設計編(平成2)	
1991			コンクリート標準示方書 (平成3年)	鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)(平成3年12月)		
1993	釧路沖地震 北海道西部地震 ノースリッジ地震	7.8 7.8 6.8				
1994	北海道東方地震 三陸はるか沖地震	8.1 7.5				
1995	兵庫県南部地震	7.2	コンクリート標準示方書 (平成8年)	新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料(平成8年3月)	道路橋示方書・同解説耐震設計編 (平成8年12月)	

表-3.2.3 コンクリート標準示方書の耐震設計の変遷

設計標準類名	制定年月	設計震度	強度照査	構造細目(柱)
コンクリート標準示方書	昭和6年 (1931年)			
コンクリート標準示方書	昭和25年 (1950年)	●水平震度…0.2 ●鉛直震度…0.1	●地蔵の影響考慮時に許容応力度50%割増し	
コンクリート標準示方書	昭和33年 (1958年)	同上	同上	
コンクリート標準示方書	昭和42年 (1967年)	同上	同上	●柱 帯鉄筋の直径は6mm以上、その間隔は、柱の最小横寸法以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下、かつ帯鉄筋の直径の48倍以下でなければならぬ。 はりその他の部材との接合部分には、特に十分な帯鉄筋、らせん鉄筋を用いなければならない。 らせん鉄筋の直径は6mm以上、そのピッチは柱の有効断面の直径の1/5以下、かつ8cm以下でなければならない。 らせん鉄筋の換算断面積は柱の有効断面積の3%以下とする。 異形鉄筋を帯鉄筋に用いる場合は、原則として半円形フックまたは鋭角フックを設けるものとする。
コンクリート標準示方書	昭和49年 (1974年)	同上	同上	同上
コンクリート標準示方書	昭和61年 (1986年)	●水平震度…0.06~0.48 $k_h = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot v_4 \cdot v_5 \cdot k_n$ k_n : 設計水平震度 k_h : 標準設計水平震度で(0.2) v_1, v_2, v_3, v_4, v_5 : それぞれ地域別(0.7~1.0)、地盤別(0.9~1.2)、構造物の固有周期における構造物の限界状態による(0.4~1.0、 $v_3 \cdot v_4 \geq 0.5$)、計画上考慮しない部材の耐震効果に関する(0.7~1.0)補正係数 ●鉛直震度…必要に応じて考慮	●終局限界状態に対する検討 (限界状態設計法) D+E ₀ +L D: 永久荷重 E ₀ : 偶発荷重(地蔵の影響) L: 従たる変動荷重 ●安全係数および荷重組合せ係数の使用 ●部材係数の割増し 一般の部材…1.2 曲げモーメントによる塑性変形を考慮する場合…1.5(部材接合部から柱幅高さの範囲)	●柱 同上 ●耐震に関する構造細目 設計想定地蔵以上の規模の地蔵を受けても、構造物の崩壊を防ぐことのできるような適切な構造細目としなければならない。 帯鉄筋端部は135°以上折り曲げて内部のコンクリートに十分定着するか、あるいは連続したらせん鉄筋形式とする。 部材接合部から柱幅の高さの範囲の配置する帯鉄筋の最大間隔は、部材最小寸法の1/4以下とする。 耐震上、重要な柱の帯鉄筋比は0.2%以上とする。
コンクリート標準示方書	平成3年 (1991年)	同上	同上	●柱 同上
コンクリート標準示方書	平成8年 (1996年)	設計地震動は一般に時刻歴応答波形または加速度応答スペクトルで表現したものをを用いる。	耐震性能1~3に対する照査	●耐震に関する構造細目 設計想定地蔵以上の規模の地蔵を受けても、構造物の崩壊を防ぐことのできるような適切な構造細目としなければならない。

f) CEB-FIP MC

CEB-FIP MODEL CODE 1990 は、ヨーロッパコンクリート委員会と国際プレストレストコンクリート連盟によるコンクリート構造物の設計、施工および維持管理に関する基準である。本基準は限界状態設計法に基づいたものとなっている。

この基準は、コンクリート構造物の一般的な設計法に関する基準であり、現時点までの適用可能な設計法を網羅しているとともに、多くの既往の研究成果をふんだんに取り入れた詳細な内容となっているが、大規模地震に関する特別な記述はない。コンクリート構造物の設計に用いるための種々のモデルが提示されており、例えば、材料レベルでは横拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線、部材レベルではモーメント-曲率曲線や断面の回転性能についての記述が見られる。

耐震設計法に関しては、その設計を限界状態設計法によって行い、崩壊に対する安全性、降伏ヒンジ領域の終局限界状態、変形の限界状態を検討することとした CEB Model Code for Seismic Design of Concrete Structures が 1985 年に規定されている。

3.2.2 国内基準における耐震設計の変遷

コンクリート標準示方書および鉄道構造物、道路構造物に関する設計基準の発行年を、発生した大地震とともに表-3.2.2 に示す。

(1) コンクリート標準示方書

「コンクリート標準示方書」に示される設計震度は、昭和 61 年の改訂が実施されるまで、大体の標準として水平震度 0.2、鉛直震度 0.1、もしくは水平震度の 1/2 とし静荷重に乗ずるものとしている。この場合の許容応力度は 50%増しとする規定が示されている。

昭和 61 年に制定された「コンクリート標準示方書」では、限界状態設計法の導入を図り、耐震設計に関する項目が新たに設けられた。

構造物の耐震設計は、地震時の安全性および、地震後に要求される構造物の供用性能に基づいて行うことを原則とし、耐用期間中に 1 回程度発生する規模の地震に対し限界状態を定め、行うこととしている。設計水平震度は、地域、地盤条件、構造物の固有周期および、限界状態を考慮して定めるものとしている。鉛直震度はそれを考える必要があると判断される場合には、一般に水平震度の 1/2 としてよいとしている。

平成 3 年に改訂された「コンクリート標準示方書」では、耐震設計についての基本的な項目についての改訂は行われていない。

平成 8 年に制定された「コンクリート標準示方書」では、昭和 61 年版以降の耐震に関する検討をもととし、これを兵庫県南部地震による被災の教訓を踏えた土木学会耐震基準等検討会議の提言を取り入れて改訂を行ったものであり、耐震性能の照査方法に関する規定が明確に記述された。

構造物の耐震設計は、設計で想定した地震動に対して所要の耐震性能を保有することを目的とし、地震動は従来から設定されていた地震外力（レベル 1 地震動）と陸地近傍に発生する大規模なプレート境界地震に加えて、内陸型の直下地震（レベル 2 地震動）を対象としている。

以上の各耐震設計規定と構造細目を表-3.2.3 に示す。

(2) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物の規定として、具体的な設計震度がはじめて示されたのは、昭和 5 年に作成された建設局制定の「橋梁標準設計(建工 169 号)」であり、それによると、自重および土圧に対し水平震度 0.2 を考慮することが明記されている。昭和 6 年土木学会制定の「鉄筋コンクリート標準示方書」では水平震度 0.2、鉛直震度 0.1 を標準とし、この場合、許容応力度は、50%増しとする規定が示され、昭和 15 年土木学会制定の「鋼鉄道橋設計示方書」でも震度に関しては同様な規定となっている。

戦後、昭和 30 年制定の「土木構造物の設計基準(案)」では、死荷重、土圧および水圧に対して地震の影響を考え、水平震度は一般に表-3.2.4 に示す値を規定している。また、鉛直震度を考える場合には、その値は水平震度の 1/2 と規定している。

その後、日本国有鉄道委託による土木学会耐震構造設計研究委員会において、建設地点の地震危険度、地盤の硬軟および構造物の重要度を考慮した設計震度の体系が報告にまとめられた。

表-3.2.4(1) 鉄道構造物に関する耐震設計基準の変遷

設計標準類名	制定年月	設計震度	強度照査	構造細目(柱)
橋梁標準設計	昭和5年 (1930年)	●水平震度…0.2		
土木構造物の設計基準 (案)(日本国有鉄道)	昭和30年4月 (1955年)	●水平震度…地域別、0.3~0.15 ●鉛直震度…水平震度の1/2	●死荷重地震時に許容応力度50%割増し (死+地:1.5) ●活荷重地震時に許容応力度100%割増し (死+活+地:2.0)	●帯鉄筋は直径6mm以上を使用する。 ●梁その他と交わる部分には特に十分な帯鉄筋を用いなければならない。
新幹線構造物設計基準 (案)(日本国有鉄道)	昭和36年6月 (1961年)	●水平震度…0.2 ●鉛直震度…0.1		
新幹線建造物設計基準 規定(案)(日本国有鉄 道)	昭和42年6月 (1967年)	同上	●死荷重地震時に許容応力度50%割増し (死+地+温+乾:1.5) ●活荷重地震時に許容応力度100%割増し (死+活+地:2.0)	●ラーメン高架橋について 柱上下端には、帯鉄筋を一定区間に密に配置しなければならない。
建造物設計標準(鉄筋 コンクリート構造物及 び無筋コンクリート構 造物)(日本国有鉄道)	昭和45年3月 (1970年)	●水平震度=地域別震度×地盤別係 数×線区係数 地域別震度:0.2~0.15 地盤別震度:1.2~0.8 線区係数:1.1~0.9 ●鉛直震度…水平震度の1/2	●死荷重地震時に許容応力度50%割増し (死+地:1.5) ●死荷重地震時に許容応力度65%割増し (死+地+温+乾:1.65) ●活荷重地震時に破壊安全度の照査 死+列+地 柱部材の安全度…1.7以上	●ラーメン高架橋について 柱と梁の交わる付近では帯鉄筋を密に配置する。 ●柱 帯鉄筋は直径6mm以上を使用する。 梁その他と交わる部分には、特に十分な帯鉄筋を用いなければならない。 帯鉄筋にはフックをつけることが明記されている。 異形鉄筋のフックは半円形フックを原則とし、圧縮領域に定着させるスタ ーラップは直角または135°に折り曲げた鋭角フックとしてよい。
全国新幹線網建造物設 計標準(東北・上越・成 田用)(日本国有鉄道)	昭和47年6月 (1972年)	同上	同上	同上
耐震設計指針(案)解説 (日本国有鉄道)	昭和54年9月 (1979年)	●震度法 $K_0 = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot K_0$ Δ_1, Δ_2 : 地域別(0.75, 1.0)、地盤 別(0.8, 1.0)補正係数 $K_0 = 0.2$ ●修正震度法 $K_0 = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot K_0$ Δ_3 : 応答特性に応じた補正係数 (0.7~0.25) ●鉛直震度…水平震度の1/2	●死荷重地震時に許容応力度50%割増し (死+地:1.5) ●死荷重地震時に許容応力度65%割増し (死+地+温+乾:1.65) ●活荷重地震時に破壊安全度の照査 死+列+地 柱部材の安全度…1.7以上	●ラーメン高架橋の柱について 柱の帯鉄筋断面積は、コンクリートの断面積の0.2%以上。 梁のハンチ下端およびワーチング上面から2D区間は、帯鉄筋の間隔を 100mm以下とし、下記を標準とする。 $D \times D = 1.0m \times 1.0m$ 以内 D13 100ctc 以下 (D: 柱断面の有効高さ)

表-3.2.4(2) 鉄道構造物に関する耐震設計基準の変遷

設計標準類名	制定年月	設計震度	強度照査	構造細目(柱)
<p>建築物設計標準(鉄筋コンクリート構造物及び無筋コンクリート構造物・プレストレストコンクリート鉄道橋)(日本国有鉄道)</p>	<p>昭和58年4月(1983年)</p>	<p>同上</p>	<p>● 死荷重地震時に許容応力度50%割増し(死+地:1.5) ● 活荷重地震時に破壊安全度の照査(死+列+1.5×地) ● 柱部材の安全度…1.7以上 ● 破壊安全度に対する検討 使用する材料の応力一ひずみモデル曲線より耐力を求め、その耐力と断面力とを比較する。</p>	<p>● 柱 帯鉄筋は直径6mm以上を使用する。 梁その他と交わる部分には、特に十分な帯鉄筋を用いる。 ● 耐震に関する構造細目 コンクリート断面積の0.15%以上の帯鉄筋量を配置する。ただし、部材接合部から柱幅の2倍の範囲に配置する帯鉄筋の間隔は10cm以下とする。 帯鉄筋にはフックをつけなければならないことが明記されている。 帯鉄筋が異形鉄筋の場合は、原則として半円形または鋭角フックを設け、全強を伝えられるように端部どうしを溶接しなければならない。</p>
<p>鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)(運輸省)</p>	<p>平成3年12月(1991年)</p>	<p>● 水平震度 $K_H = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot K_0$ v_1, v_2, v_3: それぞれ地域別(0.75, 1.0)、応答特性別(0.55~1.0)、設計塑性率別(0.33~0.71)修正係数 $K_0 = 1.0$ ● 鉛直震度…水平震度の1/2</p>	<p>● 終局限界状態に対する検討 (限界状態設計法) $D_1 + D_2 + E_0 + L$ D_1: 固定死荷重 D_2: 付加死荷重 E_0: 地震の影響 L: 列重荷重(従たる変動荷重) 使用する材料の応力一ひずみ曲線より耐力を求め、その耐力と断面力とを比較する。</p>	<p>● 柱 帯鉄筋は直径10mm以上を使用する。 梁その他と交わる部分には、特に十分な帯鉄筋を用いる。 ● 耐震に関する構造細目 コンクリート断面積の0.15%以上の帯鉄筋量を配置する。 部材接合部および柱下端から断面高さの2倍の範囲には、0.2%以上配置する。 柱上部の部材接合部から断面高さの2倍の範囲には、設計塑性率以上の塑性率を確保する所要のせん断補強鉄筋量とせん断補強鉄筋比として0.2%のうち多い方の量よりも、さらに0.05%以上多く配置することを原則とする。 帯鉄筋端部は、以上に折り曲げて内部のコンクリートに十分定着するか、全強を伝えられるように端部どうしを溶接する。 部材接合部から断面高さの2倍の範囲に配置する帯鉄筋の間隔は有効高さの1/4以下かつ10cm以下とする。 帯鉄筋にはフックをつけなければならないことが明記されている。異形鉄筋を帯鉄筋に用いる場合には、半円形または鋭角フックを設けることを原則とする。</p>
<p>新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料(鉄道総合技術研究所)</p>	<p>平成8年3月(1996年)</p>	<p>想定地震動は地盤特性に応じた適合波および適合波による所要降伏速度スペクトルを用いる。</p>	<p>設計じん性率が応答塑性率に対して大なることを照査する。</p>	<p>同上</p>

この土木学会の委員会報告を受けて、昭和42年10月の事務連絡により全国の設計震度の統一を図り、昭和45年3月「建造物設計標準」の制改訂が行われた。これによると、設計水平震度は地域別震度を基準とし、建造物の種類、地盤の状態、線路等級などを考慮して定めるものと規定している。また、地上10m以上の部分に対する設計水平震度は高さ1mを増す毎にその値を1%増加させることが定められている。

昭和54年9月制定の「耐震設計指針(案)解説」では、地震によって建造物が有害な損傷を受けないこと、その上を通過する列車の走行安全が保たれること、および経済性を目標として構造計画において建造物が普通地盤上であるか特殊地盤上であるかにより区別を行い、さらに構造体が柔であるか剛であるかにより区分して震度法、修正震度法あるいは動的解析法により設計を行うこととしている。震度法および修正震度法に用いる設計震度は、地域地盤の状況、建造物応答特性に応じて決定するものとしている。

さらに、許容応力度法における最後の改訂となった昭和58年4月改訂の「建造物設計標準」は、昭和54年に定めた「耐震設計指針(案)解説」に従い改訂がなされた。同標準では橋脚、ラーメン橋、アーチ、フラットスラブ建造物に対しては「 $1.0 \times (\text{死荷重}) + 1.0 \times (\text{列車荷重}) + 1.5 \times (\text{地震の影響})$ 」という荷重の組合せに対して、地震時の部材の破壊安全度の検討を行うように規定しており、耐震に対する構造細目で過去の震害例や実験結果に基づいて、じん性率が4程度以上確保できるような構造細目を定めている。この規定は従来設計との整合性を採りながら、大変形時の建造物のじん性を確保する目的の規定である。

現行の「鉄道建造物等設計標準・同解説」は、平成3年12月制定され、本文は運輸省技術審議官通達となっている。本標準は限界状態設計法の導入を図り、各限界状態により、建造物の安全性の検討および列車走行安全性の検討を規定している。

兵庫県南部地震後、設置された「鉄道施設耐震構造検討委員会」から平成7年7月26日付けで、「鉄道新設建造物の耐震設計に係る当面の措置について」が提言され、その趣旨に沿って平成8年3月に「新設建造物の当面の耐震設計に関する参考資料」が作成された。本資料は、現行の設計標準によるほか、高架橋等については動的解析により、開削トンネルについては応答変位法により検討を行うことを原則としている。

以上の各耐震設計規定と構造細目を表-3.2.4に示す。

(3) 道路橋示方書

道路橋における地震荷重がはじめて示されたのは、大正15年内務省より定められた「道路構造に関する細則(案)」である。これによると、死荷重に対し0.15~0.40の設計水平震度を乗ずることとなっている。昭和14年に新しく制定された「鋼道路橋設計示方書(案)」では、水平震度0.20、鉛直震度0.10を標準とし、架橋地点の状況を考慮して増減することとしている。また、許容応力度は鉄筋コンクリートに対して60%増することが規定されている。その後、昭和31年、39年に改訂された日本道路橋制定の「鋼道路橋設計示方書」においては、水平震度は地域と地盤の種類によって0.10~0.35の値をとることとし、鉛直震度は0.1を標準とすると規定されている。昭和41年に発行された「道路橋下部構造設計指針」においても同様な規定となっている。

これらの規定は、いずれも条項が簡単なため、設計は技術者の判断に負うところが大きいのが実情であり、設計結果に統一を欠くうらみがあった。そこで規定の詳細な適用の仕方を定めた指針の必要性が要望され、日本道路協会では昭和41年橋梁委員会に耐震設計小委員会を設け、道路橋耐震設計指針の作成に着手した。昭和43年に示方書小委員会の耐震小委員会へ引き継がれ、昭和46年3月に建設省より「道路橋耐震設計指針」を「橋、高架の道路などの技術基準」として道路局長および都市局長名で通達され、昭和47年に刊行された。本指針では、設計震度を地域、地盤条件および橋の重要度に応じて統一的に決めることができるとともに、高い橋脚をもち長周期の橋には固有周期の因子が設けられ、水平震度の大きさは0.05~0.30の値となった。一方、鉛直震度は考慮しないこととなった。地中部分については、軟弱な地盤においては耐震設計上の支持力を無視するという規定を設けて、このような地盤における地震時の建造物の安定に対する安全度を高めた。

道路橋示方書としての最初の示方書となったのは昭和55年に刊行された「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」で、昭和52年に策定された建設省の新耐震設計法(案)や新しい知見から改訂が行われた。この時点では、標準設計水平震度の補正係数のうち地域別補正係数を与える地域区分が、新耐震設計法(案)に示された

表-3.2.5(1) 道路構造物に関する耐震設計基準の変遷

設計標準類名	制定年月	設計震度	強度照査	構造細目(柱)
内務省令第13 (内務省土木局)	明治19年 (1886)	●日本最初の道路橋示方書 ●耐震規定なし		
内務省道路法 (内務省土木局)	大正8年 (1919)	●耐震規定なし		
内務省道路法 (内務省土木局)	昭和元年 (1926)	●水平震度…0.15~0.4 ●地域と地盤により設計震度は異なる(例えば 東京は0.3以上)		
内務省道路橋示方書 (内務省土木局)	昭和14年2月 (1939)	●水平震度…0.2 架橋地点の状況を考慮して増減 ●鉛直震度…0.1	●地震の組合せに活荷重は考慮しない ●許容応力度の割増し 鉄筋コンクリート…60%、鋼材…80%	
鋼道路橋示方書 (日本道路協会)	昭和31年5月 (1956)	●水平震度…0.1~0.35 ●鉛直震度…0.1	●地震の組合せに活荷重は考慮しない ●許容応力度の割増し 鉄筋コンクリート…50%、鋼材…80%	
鋼道路橋示方書 (日本道路協会)	昭和39年11 月 (1964)	同上	●下部構造に対する荷重の組合せおよび許容 応力度の割増し 主荷重+地震の影響: 鉄筋コンクリート… 50%、鋼構造…50%	
道路橋下部構造設計指 針調査および設計一般 編(日本道路協会)	昭和41年 (1966)	同上	●下部構造に対する荷重の組合せおよび許容 応力度の割増し 主荷重+地震の影響: 鉄筋コンクリート… 50%、鋼構造…50% 主荷重+温度変化の影響+乾燥収縮の影響+ 地震の影響: 鉄筋コンクリート…65%	
道路橋耐震設計指針 (日本道路協会)	昭和46年3月 (1971)	●震度法による設計震度 a) 水平震度 $k_0 = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_b$ (0.13~0.24) k_b : 設計水平震度 k_{01} : 標準設計水平震度(0.2) v_1, v_2, v_3 : それぞれ地域別(0.70~1.00)、地 盤別(0.9~1.2)、重要度別(0.8, 1.0)補正係数 b) 鉛直震度…0.1 ●修正震度法における設計水平震度($H \geq 25m$) $k_{hor} = \beta \cdot k_b$ k_{hor} : 応答を考慮した修正震度法における設 計水平震度 β : 補正係数(固有周期による、 $T < 0.5sec$ の時 は $\beta = 1.0$)	●設計細目に関する規定 コンクリート…1.50 鉄筋…1.50 PC鋼材…0.90 α_{py}	

表-3.2.5(2) 道路構造物に関する耐震設計基準の変遷

設計標準類名	制定年月	設計震度	強度照査	構造細目(柱)
道路橋示方書耐震設計 編(日本道路協会)	昭和55年2月 (1980)	<p>●震度法による設計震度</p> <p>a) 水平震度 $k_h = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot v_4 \cdot k_0$ (0.13~0.24) k_0: 設計水平震度(小数点以下2けた) k_h: 標準設計水平震度(0.2) v_1, v_2, v_3: それぞれ地域別(0.70~1.00)、地盤別(0.9~1.2)、重要度別(0.8, 1.0)補正係数 b) 鉛直震度...0、支承...0.1</p> <p>●修正震度法における設計水平震度(H\geq15m) $k_{h0} = \beta \cdot k_h$ (0.07~0.30) k_{h0}: 応答を考慮した修正震度法における設計水平震度(小数点以下2けた) β: 補正係数(固有周期による)</p>	<p>●下部構造に対する荷重の組合せと許容応力度の割増し</p> <p>活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響(E0)...1.50 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響(E0)+温度変化の影響(T)...1.50</p> <p>●地震時変形性能の照査</p> <p>●動的解析による照査</p> <p>●地震時変形性能の照査に用いる設計震度 $k_{h0} = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot v_4 \cdot k_0$ または、 $k_{h0} = \beta \cdot v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot v_4 \cdot k_0$ k_{h0}: 設計水平震度(小数点以下2けた) v_1, v_2, v_3, v_4: それぞれ地域別、地盤別、重要度別、構造特性別補正係数($v_4 \geq 1.3$) k_0: 標準設計水平震度(0.2) β: 固有周期による設計水平震度の補正係数</p>	<p>●鉄筋筋</p> <p>柱部材の帯鉄筋は、直径13mm以上の鉄筋とし、その間隔は、部材断面の短辺あるいは直径の1/2以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下かつ30cm以下とするのを原則とする。</p> <p>柱とフーチング、柱とはりなどの接合部、あるいは軸方向鉄筋量が大きく変化する位置ではその必要量の2倍程度の帯鉄筋を柱断面の短辺あるいは直径の長さの範囲に配置するものとする。</p> <p>●動的解析に用いる設計地震入力...震度法もしくは修正震度法により設計した橋全体の安全性を照査する場合に用いる</p> <p>a) 応答スペクトル法...架橋地点の地盤条件に適した過去の強震記録から算出した応答スペクトル、もしくは複数の応答スペクトルを平均して算出した平均応答スペクトル</p> <p>c) 時刻歴応答解析法...架橋地点の地盤条件に適した過去の強震記録の中から、橋の特性および地震動の特性を考慮して選定</p>
道路橋示方書耐震設計 編(日本道路協会)	平成2年2月 (1990)	<p>●震度法による設計震度</p> <p>a) 水平震度...構造物の振動特性を考慮 $k_h = c_2 \cdot c_g \cdot c_1 \cdot c_T \cdot k_{h0}$ (0.10~0.30) k_h: 設計水平震度(小数点以下2けた) k_{h0}: 標準設計水平震度(0.2) c_2, c_g, c_1, c_T: それぞれ地域別、地盤別、重要度別、固有周期別補正係数 b) 鉛直震度...0、支承...0.1</p> <p>●地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度および等価水平震度 $k_{h0} = C_2 \cdot C_1 \cdot C_R \cdot k_{h0}$ >0.3 k_{h0}: 地設計水平震度(小数点以下2けた) k_{h0}: 設計水平震度の標準値(1.0) C_2, C_1, C_R: それぞれ地域別、重要度別、振動特性別補正係数(C_Rは等価固有周期 T_{eq} による)</p> <p>$k_{h0} = k_{h0} / \sqrt{2H-1}$ k_{h0}: 等価水平震度(小数点以下2けた) k_{h0}: 設計水平震度、H: 許容塑性率</p>	<p>●地震時保有水平耐力の照査</p> <p>●動的解析に用いる設計地震入力</p> <p>a) 応力スペクトル法(加速度応答スペクトル)...耐震設計上の地盤面において与える $S = c_2 \cdot c_1 \cdot c_D \cdot S_u$ S: 加速度応答スペクトル(1gal単位) c_2, c_1, c_D: それぞれ地域別、重要度別、減衰定数別補正係数、$c_D = 15 / (40H_i + 1) + 0.5$ H_i: モード減衰定数 S_u: 標準加速度応答スペクトル(gal)(地盤種別および各振動モードの固有周期 T_i による) b) 時刻歴応答解析法...地盤条件や橋の動的特性等を考慮して、既往の強震記録の中から応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル S に近い特性を有する強震記録を選定</p>	<p>●鉄筋筋</p> <p>柱部材の帯鉄筋は、直径13mm以上の鉄筋とし、その間隔は、部材断面の最小寸法の1/2以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下かつ30cm以下とするのを原則とする。</p> <p>柱とはり、柱とフーチングの接合部、あるいは軸方向鉄筋長が大きく変化する位置では、さらに十分な量の帯鉄筋を柱断面の短辺あるいは直径の長さの範囲に配置するものとする。ここで、軸方向鉄筋量が大きく変化する位置とは、軸方向鉄筋量が2倍程度、あるいは1/2程度に増減する位置を指すものとする。また、十分な量の帯鉄筋とは、必要量の2倍程度と考えるが、柱とフーチングの接合部および軸方向鉄筋量が大きく変化する位置では以下に示す値以上を目安とすればよい。ここで、軸方向鉄筋比とは柱基部における軸方向鉄筋比の1/2と考えるとよい。</p> <p>軸方向鉄筋比(%) 0.0~0.5 0.5~1.0 1.0~ 帯鉄筋比(%) 0.15 0.20 0.25</p> <p>ただし、軸方向鉄筋に直径35mm以上の鉄筋を用いる場合は、D16以上の帯鉄筋を配置するのがよい。</p> <p>なお、帯鉄筋の効果果を十分に発揮させるために、断面の大きな部材には中間帯鉄筋を配置するのがよい。</p>
道路橋示方書耐震設計 編(日本道路協会)	平成8年12月 (1996)			

地震活動度を反映したものと改められている。固有周期の因子を考慮する修正震度法については、耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが15mをこえる場合には、応答を考慮した修正震度法を適用することとして、その適用範囲を広げるとともに、橋の固有周期の算定方法およびそれによる設計水平震度の補正係数の改定が行われた。設計震度の大きさは、0.05～0.30の値である。逆に、高さが比較的低く、固有周期の短い鉄筋コンクリート橋脚または橋台について、脆性的な破壊を防止するため、必要に応じて地震時変形性能の照査を行う規定を新たに設けた。さらに、従来明確な規定のなかった動的解析について、その位置づけを行うとともに、用いる設計地震入力について規定した。

平成2年2月に刊行された道路橋示方書では、従来の震度法および応答を考慮した修正震度法が一つにとりまとめられ、これを改めて震度法として規定している。耐震設計上の地盤種別は従来の2種地盤と3種地盤を一つに統合され、地盤種別を4区分から3区分にするとともに、設計水平震度の地盤種別補正係数を改めている。また、橋の振動特性をより正しく設計計算に反映するために、慣性力の算定を設計振動単位ごとに行うようにし、連続橋の耐震計算法を充実させた。鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する規定は、脆性的な破壊を防止するために地震時保有水平耐力を基本とする照査法に改定されるとともに、構造物の終局時の挙動について検討を行う規定が盛り込まれた。動的解析については、従来明確な規定のなかった地震入力を規定するとともに、動的解析モデル、動的解析による安全性の照査に関する規定を新たに設けられている。

平成8年12月に刊行された道路橋示方書は平成2年2月に刊行された示方書を改訂したものである。本示方書では、兵庫県南部地震による地震動を考慮すること、地震の影響の大きい橋脚、基礎、支承部、落橋システムなどの構造部材等は地震時、保有水平耐力法により耐震設計すること、地震力の分散と高減衰化に重点を置いた免震設計法、流動化に対する耐震設計上の取扱い方法、設計地震力と各種の支承形式の設計法および支承に取付く構造の設計方法等の規定を新たに設けられている。

以上の各耐震設計規定と構造細目を表-3.2.5に示す。

3.2.3 国内外基準の比較

本節においては、国外におけるコンクリート構造物に対する設計基準における地震設計の考え方を、国内基準と対比し、概観する。国内基準としてコンクリート標準示方書、鉄道構造物等設計標準および道路橋示方書を、国外基準としてACI318、AASHTO、CALTRANS、CAN3、NZSおよびCEB-FIP MCの6つを取り上げた。

上記の9基準に対し主な比較項目として設計方針、想定地震荷重、構造解析、照査方法、せん断補強に関する構造細目、免震規定を取り上げ一覧表形式で比較する。なお鉄道構造物に関する基準は、主として「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料」の内容を記述し鉄道構造物等設計標準で補足するものとする。

(1) 基本方針および設計手法

表-3.2.6(1) 設計基準の比較

Code	①Jコンクリート標準示方書	②鉄道構造物等設計標準	③道路橋示方書・同解説V耐震設計編
基本方針	地震時の影響は、地震時の安全性および地震後に要求される構造物の使用性能に基づいて考慮することを原則とする。地震時の安全性は、一般に、終局限界状態に対して検討すればよい。	地震時の影響は、一般に震度法によることを原則とし、設計想定地震に対して所要の耐力とじん性を確保できるように設計を行うこととする。地震時の挙動が複雑な構造物の場合には、動的応答解析を併用して、構造物の耐力とじん性および列車の走行安全性について検討することを原則とする。安全性の検討は、耐力のみでなく、変形に対しても検討を行う。設計塑性率として設計想定地震に対して構造物に許容する最大塑性変位と降伏変位の比と定め、これが別途算定される構造物が保有すると予測されるじん性率以内に収まることを確認する。また、構造物の設計じん性率は μ は、想定地震により異なるが、中規模地震に対して4、兵庫県南部地震クラスの大規模地震に対して7~8としている場合が多い。	耐震設計にあたっては、橋の構造特性・地形・地質・地盤条件、既往の震災経験、橋の重要度および立地条件などを考慮し、個々の上部構造、下部構造の設計に対してのみならず橋全体が十分な耐震性を有するように配慮しなければならない。耐震設計は、原則として震度法を用いて許容応力度、許容支持力、許容変位、安全率、またはこれらの組み合わせによって行うものとする。震度法により耐震設計したRC橋脚は、ぜい性的な破壊が生じないように地震時保有水平耐力も照査するのが望ましい。
設計手法	限界状態設法	限界状態設法	震度法、動的解析 地震時保有水平耐力法
Code	④ACI 318	⑤AASHTO	⑥CALTRANS
基本方針	強い地震動に対して、危険な強度の減少を伴わずに非線形領域におけるある程度の振動に耐得るような、鉄筋コンクリート構造物を作るための最小限の規定と見なされる事項を、耐震設計のための特別規定として記述。	人命の損失を最小にする。被害を生じることがやむを得ないが、完全に崩壊する確率をを極力低くする。重要な橋機能は、確保する。橋の寿命機能においてこれを越える地震力が起こる確率が小さいように設計地震力を定める。全米に適用できる基準とする。各種の新しい工夫を制限しないようにする。	耐震設計においては、断層からの橋梁の位置・断層において起こり得る最大の地震の影響・地盤の影響・地震動に対する橋梁の応答特性・じん性に対する設計力の低減とそれに関連した危険度を考慮する。また、基準の策定にあたって、その技術的な進歩を将来盛り込むための柔軟性を確保する点に留意。
設計手法	終局強度設計法	終局強度設計法	限界状態設計法
Code	⑦CAN 3	⑧NZS	⑨CEB-FIP
基本方針	National Building Code of Canada にしたがってRC建築物の設計および強度評価に対する必要事項を規定。非線形な応答領域でのエネルギー消費に基づいて地震動に関連した設計力を決定する。 構造物内のRC部材の設計に関する特別な必要事項を耐震設計のための特別な規定として記述。	構造物は、地震により生じる内力を明確に定義された経路で支持地盤に伝達されるように設計するものとする。3種類の鉄筋コンクリート構造およびそれぞれに応じた設計手法を用いる。(a)地震荷重により塑性変形を受けるじん性構造物は、所定の科挙におけるじん性に富む曲げ降伏によりエネルギーを消散するようにじん性設計を行う。(b)じん性の小さい構造物は、大きな構造物係数により決定した地震荷重に耐える様に設計する。(c)弾性応答構造は、荷重設計係数設計を行い、最大の地震荷重を受けても塑性変形を示さないこととする。	供用期間中に発生すると考えられるすべての外的作用への抵抗と、適切な機能に対する適切な信頼性を確保することを必要条件とする。地震などに関わる設計規定については、準静的ではなく動的な作用についても記述することが望ましい。重要部材の検査・維持の方法を含め、適切な設計手順を記述するものとする。設計においては、永続的状況、一時的状況、および偶発的な状況に区別して規定を考慮する。
設計手法	終局強度設計法	荷重係数設計または じん性設計法	限界状態設計法

(2) 想定地震荷重と荷重の組み合わせ

表-3.2.6(2) 設計基準の比較

Code	①コンクリート標準示方書	②鉄道構造物等設計標準	③道路橋示方書・同解説V耐震設計編
地震荷重	<p>設計で想定する地震動は、想定地震の規模、想定地震源と建設地点の距離、建設地点における地形、地質、地盤などの特性等を考慮して定めなければならない。</p> <p>一般の場合、2つのレベルの地震動、レベル1地震動とレベル2地震動を設計地震動と設計地震動としてよい。</p> <p>(1) レベル1地震動：構造物の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動</p> <p>(2) レベル2地震動：構造物の耐用期間内に発生する確率の極めて小さい強い地震動</p>	<p>兵庫県南部地震規模の地震に対する検討に用いる設計想定地震は、兵庫県南部地震で観測された地震動を考慮して定めた地震動とする。</p> <p>設計想定地震は、兵庫県南部地震で観測された地震動波形をもとに、地盤種別毎に作成した応答スペクトルの包絡線に工学的判断を加えて作成した弾性加速度応答スペクトルを用いて算定する。</p>	<p>(1) 橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動としては、比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震による地震動。</p> <p>(2) 橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度を持つ地震動としては、以下の2タイプの地震動を考慮。 タイプI；大正12年の関東地震の際の東京周辺における地震動ように発生頻度が低いプレート境界型の大規模な地震による地震動。 タイプII；平成7年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低いマグニチュード7級の内陸直下型地震による地震動。</p>
Code	④ACI 318	⑤AASHTO	⑥CALTRANS
地震荷重	<p>例として以下に示す文書を参照するものとする。</p> <ul style="list-style-type: none"> カリフォルニア構造工学協会地震学委員会：水平力の規定に関する推奨と解説 応用技術協会(ATC)：建築構造に対する耐震性規制の開発に関する仮規定 退役軍人協会建設部：退役軍人病院施設のための耐震設計規定 	<ul style="list-style-type: none"> 耐震性分類A 結合部の設計荷重を死荷重×0.2とする。 耐震性分類B, C, D 単一モード応答スペクトル解析法を使用(ただし耐震性分類C, Dの特殊形態の橋梁については、複数モードスペクトル解析法) <p>地震荷重=以下の式で算出される弾性地震力/応答補正係数 R</p> $P_e(x) = \beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma$ <p>主モードでの 振動に対応する等価静的荷重 ここにC_s：弾性応答係数=1.2 A S / T A：加速度係数、S：地盤係数、T：構造物の固有周期</p> $\beta = \int W(x) V_s(x) dx$ $\gamma = \int W(x) V_s(x)^2 dx$	<p>設計地震力</p> $E_Q = C F W$ <p>ここにC：合成応答係数 F：構造系別補正係数 A：基盤最大加速度係数(～0.7) R：基盤加速度お等スペクトル倍率 S：地盤増幅係数 Z：じん性・危険度補正係数 岩盤および高さ10ftまでの沖積層についてはS=1.0とする。</p>
Code	⑦CAN 3	⑧NZS	
地震荷重	記述なし	<p>C(T)=設計スペクトル(水平地震)等価静的荷重法 使用限界状態：C=C_n(T₁, 1) S_p R Z L_s 終局限界状態：C=C_n(T₁, 1) S_p R Z L_uモード応対スペクトル法 使用限界状態：C(T)=C_n(T, 1) S_p R Z L_s 終局限界状態：C(T)=S_m C_n(T, 1) S_p R Z L_u 時刻歴解析法 使用限界状態：C(T)=C_n(T, 1) S_p R Z L_s 終局限界状態(最小強度の決定)： C(T)=S_m C_n(T, 1) S_p R Z L_u 終局限界状態(じん性効果の決定)： C(T)=S_m C_n(T, 1) R Z L_u ここに、 T, T₁：構造物固有周期 C_n(T, μ)：基本地震加速度係数 μ：構造物じん性率 S_p：構造物性能係数(通常0.67) R：危険度係数(0.6≤R≤1.3) Z：地域係数 S_m：周期、じん性率などによって決まる低減係数 L_s, L_u：限界状態係数</p>	
		⑨CEB-FIP	
		記述なし	

表-3.2.6(3) 設計基準の比較

Code	①コンクリート標準示方書	②鉄道構造物等設計標準	③道路橋示方書・同解説V耐震設計編
荷重の組み合わせ	<p>設計編： 永久荷重+地震の影響+（変動荷重）</p> <p>安全係数・荷重組合せ係数 材料係数：1.3または1.5（コンクリート） 1.0（鋼材） 部材係数：1.15（曲げ） 1.3（せん断-コンクリート） 1.5（せん断-鋼材） 荷重係数：1.0~1.2（偶発荷重は1.0） 構造解析係数：1.0~1.2（一般に1.0） 構造物係数：1.0~1.2</p>	<p>RC橋脚・橋台：$1.0D_1+1.0D_2+1.0E_0+L$ ラーメン構造物、フラットスラブ、7・7： $1.0D_1+1.0D_2+1.0P_s+(S_H+C_R+T)+1.0E_0+L$</p> <p>いずれも終局限界状態に対してのもの ここに D_1：固定死荷重 D_2：付加死荷重 E_0：地震の影響 L：列車荷重 P_s：プレストレスト力 S_H：コンクリートの乾燥収縮の影響 C_R：コンクリートのクリブの影響 T：温度変化の影響</p> <p>()内は、必要に応じて組み合わせを考慮する</p>	<p>活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響</p> <p>活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響+温度変化の影響 (上部構造、下部構造)</p>
Code	④ACI 318	⑤AASHTO	⑥CALTRANS
荷重の組み合わせ	<p>地震の可能性の大きい地域では、下記の荷重組み合わせのうち厳しい方 $1.05D+1.28L \pm E$ $0.9D \pm E$ D：死荷重 L：活荷重 E：地震荷重</p>	<p>$1.0(D+B+SF+E+EQM)$ ここに D：死荷重 B：浮力 SF：流れによる圧力 E：土圧 EQM：設計地震荷重 (=弾性地震/応答補正力)</p>	<p>$1.0(D+\beta_E E+B+SF+PS+EQ)$ ここに D：死荷重 E：土圧、$\beta_E=0.5$（ラーメンの曲げ照査） B：浮力 EQ：地震荷重 SF：流れによる圧力 PS：プレストレス</p>
Code	⑦CAN3	⑧NZS	⑨CEB-FIP
荷重の組み合わせ	<p>$\alpha_0 D + \gamma \Psi (1.5L+1.5Q+1.25T)$ ここに D：死荷重、L：活荷重、雪・氷・雨による荷重、土圧・水圧、静的または内的な力の水平成分 Q：風あるいは地震による活荷重 T：温度・クリブ、乾燥収縮、地盤沈下の影響 $\alpha_0=1.25$（死荷重が転倒・浮き上がり・応力解法に抵抗する場合は、0.85） Ψ：荷重組み合わせ係数 =1.0(L, Q, Tの内1つだけ考慮する場合) =0.7(L, Q, Tの内2つだけ考慮する場合) =0.6(L, Q, T全てを考慮する場合) γ：重要度係数 ≥ 0.8</p>	<p>G, Q_u, E_uの組み合わせを考える。 ここに G：死荷重 Q_u：終局限界状態のための活荷重 =低減活荷重Q×活荷重組み合わせ係数 Ψ_a E_u：終局限界状態のための地震荷重</p>	<p>偶発荷重作用状態に適用する組み合わせ $G_{sup} + G_{inf} + (A_d \text{ or } 0) + \Psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i>1} \Psi_{2i} Q_{ik}$ ここに、G_{sup}：永久荷重作用時に不利な荷重 G_{inf}：永久荷重作用時に有利な荷重 Q_{1k}：変動荷重 A_d：偶発荷重作用状態におけるただひとつの偶発荷重(他の事象もしくは過去の作用荷重によるならば、A_dは0とする。)偶発荷重作用時の組み合わせでは、変動荷重の総数は最大2個に限定してもよい。また、Ψ_{11}はほとんどの変動荷重もしくは全ての変動荷重に対して Ψ_{2i} としてもよい。</p>

(3) 構造解析

表-3.2.6(4) 設計基準の比較

Code	①コンクリート標準示方書	②鉄道構造物等設計標準		③道路橋示方書・同解説V耐震設計編
解析理論	(1) 耐震性能1に対する照査 線材の力学特性モデルは、一般に、線形としてよい。	構造解析法は、動的非線形解析法を原則とする。構造解析モデルは、一般に二次元のパネマスモデルとしてよい。		変形性能の解析方法 塑性ヒンジ領域での塑性回転を考慮した変形
弾性係数 ポアソン比	設計編で規定： E_c は、 $18N/mm^2 \sim 80N/mm^2$ のコンクリート強度毎に規定 $\nu_c=0.2$ 、ただしひび割れを許容の場合は0 $E_s=200KN/mm^2$	材料等の設計用値は、設計標準による。	コンクリートのポアソン比 $\mu=1/6$ 鋼材のヤング係数：鋼および鋳鋼 $E_p=2.1 \times 10^5$ (kgf/cm ²) PC鋼材 $E_p=2.0 \times 10^5$ (kgf/cm ²) 鋼材のポアソン比：鋼および鋳鋼 $\mu=0.30$	
部材剛性	(1) 耐震性能1に対する照査 ひび割れの影響を考慮した部材剛性。一般に降伏剛性を用いてよい。 (2) 耐震性能2および3に対する照査 時刻歴地震波形を用いる場合および地盤の応答変位を用いる地中構造物の場合材料モデルとして非線形履歴モデルを用いた復元力モデル、または既往の研究成果に基づく復元力モデルを用いる。 加速度応答スペクトルを用いる場合降伏剛性とするのがよい。	設計標準による	橋脚の剛性は、震度法による耐震設計では橋脚の全断面を有効とみなして算出される剛性を、地震時保有水平耐力法による耐震設計では橋脚の降伏剛性を用いる。ここで、降伏剛性は、橋脚の曲げ変形による降伏時の割線剛性 K_p をいい、橋脚の降伏耐力 P_p と降伏変位 δ_p の比 ($K_p = P_p / \delta_p$) より求める。これは、一般に橋の震動応答の中では、橋脚に生じる塑性ヒンジが主たる非線形要因であることから、この影響を降伏剛性として取り入れることとしたものである。上部構造および基礎の剛性は、震度法による耐震設計および地震時保有水平耐力法による耐震設計ともに、全断面を有効とみなして算出してよい。これは、一般にこうした部材には主たる塑性ヒンジが生じないこと、また、固有周期を長く見積もることにより地震力を過小評価することを避けたためである。	
モーメント再分配	15%以内 (すべての断面の曲げモーメントは再分配する前の値の70%以上、鉄筋比を釣合い鉄筋比の50%以下)	同左		規定なし
Code	④ACI 318	⑤AASHTO		⑥CALTRANS
解析理論	弾性解析	加速度係数で分類され、重要度ごとに規定される耐震性分類(SPC)により、弾性解析(単純橋の場合)および単一モードスペクトル法、複合モードスペクトル法		弾性解析
弾性係数 ポアソン比	$E_c=wc^{1.5}33 \sqrt{f_c}$ (psi), $90 \leq wc \leq 155$ lb/ft ³ (通常 $E_c=57,000 \sqrt{f_c}$) $E_s=29,000,000$ psi	弾性解析の場合同左、加えて $\nu=0.2$		同左
部材剛性	適切な仮定を用いる ハンチを考慮する	同左		同左
モーメント再分配	$20[1-(\rho-\rho')/\rho b]$ %以内 (ρ あるいは $\rho-\rho' \leq 0.50 \rho b$ $\rho = \{ (0.85 \beta 1f_c)/f_y \} / [87,000/(87,000+f_y)]$)	規定なし		規定なし
Code	⑦CAN 3	⑧NZS		⑨CEB-FIP
解析理論	弾性解析	弾性解析および超過荷重に対する塑性解析		非線形解析、線形解析、再分配を考慮した線形解析、塑性解析
弾性係数 ポアソン比	$E_c=\gamma c^{1.5}0.043 \sqrt{f_c}$, $1500 \leq \gamma c \leq 2500$ (通常 $E_c=5,000 \sqrt{f_c}$) $E_s=200,000$ Mpa	$E_c=0.043w^{1.5} \sqrt{f_c}$, $1400 \leq w \leq 2500$ (通常 $E_c=4,700 \sqrt{f_c}$) $E_s=200,000$ MPa		$E_c=10^4[f_{ck}+8]^{1/3}$ 弾性解析のみを行う場合は0.85を乗ずる $0.1 \leq \nu_c \leq 0.2(0 \leq \sigma \leq 0.5f_{ck})$ $E_s=200$ GPa
部材剛性	適切な仮定を用いる 断面の変化を考慮する	適切な仮定を用いる、ハンチを考慮する 固有周期および構造物のゆがみを検討するために、ひび割れの影響を考慮		ひび割れ発生時、軸方向引張鉄筋降伏時およびコンクリート終局時で求めたトリリニア曲線を使用
モーメント再分配	20%以下、最少 30N50c/d	30%以内		再分配を考慮する弾性解析の場合： 連続はりで、30%以内 コンクリート強度や対象構造物により規定

(4) 照査方法

ここでは、地震設計に関する記述に着目し、国内3基準を取り出し耐震性能照査方法のうち破壊モードの照査を抜粋し記述する。これは破壊モードの算定が、耐震評価に対して照査方法を左右する必要不可欠であり最も基本的であると考えられるためである。

表-3.2.6(5) 設計基準の比較

Code	①コンクリート標準示方書	②鉄道構造物等設計標準	③道路橋示方書・同解説V耐震設計編									
損傷形態の算定	<p>(1)耐震性能1に対する照査 発生応力度が材料の設計強度以下であることを照査 コンクリートの設計圧縮強度→設計基準強度 鉄筋の設計強度 → 規格降伏強度 安全係数 → 使用限界状態の値</p> <p>(2)耐震性能2に対する照査 a.4 破壊モードの判定 $\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0$ … 曲げ破壊 $\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} > 1.0$ … せん断破壊</p> <p>ここで、V_{mu} : 部材が曲げ耐力 M_u に達する時の部材各断面のせん断力 V_{yd} : 各断面の設計せん断耐力 γ_i : 構造物係数</p> <p>b. 曲げ破壊モードの場合 $\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_d \leq 1.0$</p> <p>ここで、$\mu_{rd}$: 部材の設計塑性率 μ_d : 部材の設計じん性率 γ_i : 構造物係数</p> <p>c. せん断破壊モードの場合 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$</p> <p>ここで、$V_d$: 部材の設計せん断力 V_{yd} : 部材各断面の設計せん断耐力 γ_i : 構造物係数</p> <p>(3)耐震性能3に対する照査 構造物が崩壊しないことを確かめる ことによって行うものとする。 地震直後に作用している荷重に対し、構造物が崩壊しないことを照査。解析にあたっては、設計じん性率を超える部材はピン結合として扱うなど適切な方法による。</p>	<p>コンクリート標準に従って通常の耐震設計を行うことを原則とする。ただし、「9.5 耐震性能の検討(1), (2)」の検討は当面以下のおりとし、「耐震に関する構造細目」についてはコンクリート標準による他、本章の「4.3.7 構造細目」を満足するものとする。</p> <p>(1) 曲げモーメントに対する安全性の検討は、設計曲げ降伏耐力 M_{yd} が設計曲げモーメント M_d に対して、式(2.1)の条件を満たす方法により行うことを原則とする。 $\gamma_i \cdot M_d / M_{yd} \leq 1.0$ … (4.2.1)</p> <p>ここに、M_d : 設計曲げモーメント M_{yd} : 設計曲げ降伏耐力(軸方向鉄筋が設計引張降伏強度に達する時の曲げ耐力) この場合、部材係数 γ_b は一般に1.0としてよい。 γ_i : 構造物係数</p> <p>(2) せん断力に対する安全性の検討は、設計せん断耐力 V_d が設計せん断力 V_{yd} に対して、式(4.2.2)の条件を満たすこと、かつ、せん断力に対する安全度 γ_{ES} が曲げモーメントに対する安全度 γ_{EM} に対して、式(4.2.3)の条件を満たすことの両者により行うことを原則とする。 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ … (4.2.2) $\gamma_{ES} > \gamma_{EM}$ … (4.2.3)</p> <p>ここに、V_d : せん断力 V_{yd} : 設計せん断力でコンクリート標準により算定する。この場合、部材係数 γ_b は一般に V_{yd} に対しては1.30、V_d に対しては1.15としてよい。 構造物係数 γ_i は、塑性率照査の場合1.0、耐力照査の場合は1.0~1.2を用いる。</p>	<p>Ps_0 (せん断破壊型) ここに、 Pa : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力(tf) Pu : 9.3に規定する鉄筋コンクリート橋脚のひびわれ水平耐力(tf) ・鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 μ_a は、破壊形態に応じて以下により算出するものとする。 1) 曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、式(9.2.3)により算出するものとする。 $\mu_a = 1 + (\delta u - \delta y) / \alpha \delta y$ … (9.2.3) ここに、μ_a : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 δu : 9.3に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局変位(m) δy : 9.3に規定する鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位(m) α : 安全係数で表-9.2.1による。</p> <p>表-9.2.1 曲げ破壊型と判定されたRC橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数 α</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>橋の種別</th> <th>タイプⅠ地震動</th> <th>タイプⅡ地震動</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>B種</td> <td>3.0</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>A種</td> <td>2.4</td> <td>1.2</td> </tr> </tbody> </table> <p>・曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定された場合、せん断破壊型と判定された場合の許容塑性率は1.0とする。</p>	橋の種別	タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動	B種	3.0	1.5	A種	2.4	1.2
	橋の種別	タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動									
	B種	3.0	1.5									
A種	2.4	1.2										

(5) 構造細目 (せん断補強筋の配置)

表-3.2.6(6) 設計基準の比較

Code	①コンクリート標準示方書	②鉄道構造物等設計標準	③道路橋示方書・同解説V耐震設計編
せん断補強筋	<p>5.3.1 一般 部材に用いる横方向鉄筋には、閉合スターラップ、帯鉄筋またはらせん鉄筋を用いるのを原則とする。</p> <p>12.2.5 帯鉄筋柱(柱) (3)帯鉄筋およびフープ鉄筋の直径は6mm以上、その間隔は、柱の最小横寸法以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下、かつ帯鉄筋の直径の48倍以下でなければならない。はりやその他の部材との接合部分には、特に十分な帯鉄筋を用いなければならない。</p> <p>13.3.6 らせん鉄筋柱(柱) (4)らせん鉄筋の直径は6mm以上、そのピッチは、柱の有効断面の直径の1/5以下、かつ8cm以下でなければならない。らせん鉄筋の換算断面積は、柱の有効断面積の3%以下とする。</p> <p>はりやその他の部材との接合部分には、特に十分ならせん鉄筋を用いなければならない。</p>	<p>せん断補強鉄筋の配置および定着</p> <p>1) スターラップの配置および定着 (a) 梁のスターラップは、軸方向鉄筋を確実に連結して内部のコンクリートを十分に拘束するように配置することとし、その端部は135°以上に折り曲げて軸方向鉄筋にかけて定着するか、または軸方向鉄筋を取り囲む閉合型として定着しなければならない。</p> <p>(b) 部材接合部から断面高さの1.5倍までの範囲に配置するスターラップの間隔は、次のうち最も小さい値以下とする。</p> <p>①有効高さの1/4 ②スターラップの直径の24倍 ③軸方向鉄筋の直径の8倍 ④30cm</p> <p>2) 帯鉄筋の配置および定着 (a) 帯鉄筋端部は、135°以上に折り曲げて内部のコンクリートに十分定着するか、全強を伝えられるように端部同士を溶接するか、または連続したらせん鉄筋形式とする。</p> <p>(b) 耐力およびじん性を大きくするためには、数組の副帯鉄筋を用いるのがよい(図14.11.3および図4.11.4参照)。特に部材断面の寸法が1mを超える場合には、必ず中間帯鉄筋を用いることとする。</p> <p>(c) 部材接合部から断面高さの2倍までの範囲に配置する帯鉄筋の間隔は、有効高さの1/4以下かつ10cm以下とする。</p>	<p>・スターラップの配置</p> <p>1) スターラップは、部材全体にわたって配置するものとし、原則として直径13mm以上の異形棒鋼とする。</p> <p>2) はりに計算上スターラップを配置する必要がある場合、原則としてスターラップの間隔は、はりの有効高の1/2以下かつ30cm以下としなければならない。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップをはりの有効高以下の間隔に配置するのを原則とする。</p> <p>3) フーチングに計算上スターラップを配置する必要がある場合、原則としてスターラップの間隔はフーチングの有効高の1/2以下としなければならない。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップをフーチングの有効高以下の間隔に配置するのを原則とする。</p>

Code	④ACI 318	⑤AASHTO	⑥CALTRANS
せん断補強筋	<p>鉄筋のあき及び配置</p> <p>11.5.1 せん断補強鉄筋は、下記により構成される。</p> <p>(a) 部材軸に直角または軸方向引張鉄筋に 45° 以上のスターラップ</p> <p>(b) 部材軸に直角な溶接金網</p> <p>(c) 軸方向引張鉄筋に 30° 以上に折曲げた軸方向鉄筋</p> <p>(d) スターラップと折曲げ鉄筋の組み合わせ</p> <p>(e) スパイラル鉄筋</p> <p>11.5.3 スターラップやせん断補強筋として用いる鉄筋やワイヤや、圧縮側から有効高 d だけ延ばし、12.13 (定着項) により定着する。</p> <p>11.5.4 部材軸に直角に配置なせん断補強鉄筋の間隔は RC 部材は d/2 (PC 部材は 3/4 h) 以下または 24 インチ以下。傾斜したスターラップと折曲げ鉄筋は、部材 d/2 点から反力方向に引張鉄筋まで 45° に引いた線が必ず 1 本のせん断補強鉄筋に交わる。</p> <p>V_u が $4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ 以上の場合には上記間隔は 1/2 に低減</p> <p>7.10.4.3 および 3.3.2 スパイラル鉄筋間隔は、3 インチ未満、1 インチ以上かつコアコンクリート内の最大粗骨材径の 11/3 倍以内。</p> <p>7.10.4.4 スパイラル鉄筋の定着部分は 1.5 巻き以上余分に延ばす。</p> <p>7.10.4.5 スパイラル鉄筋の継手は 48db かつ 12 インチ以上の重ね継手が溶接。</p> <p>7.10.4.6 スパイラル鉄筋は、フーチング又はスラブ等の上端から、上部で支持されている部材の最下段水平鉄筋位置まで配置する。</p> <p>7.10.4.7 梁ブラケットが柱全方向に結合しない場合、タイは上方まで配置。</p> <p>7.10.5.2 帯鉄筋間隔は、軸方向鉄筋の 16 倍または帯鉄筋の 48 倍または最小圧縮部材幅以下。</p> <p>7.10.5.3 柱 4 隅及び 1 本おきの軸方向鉄筋は、帯鉄筋の 135° 以下の角により横方向に拘束。軸方向鉄筋間隔は 6 インチ以内。</p> <p>7.10.5.4 帯鉄筋はフーチング表面または交差する梁部材の最も近い軸方向鉄筋から、帯鉄筋間隔の 1/2 以内に配置。</p> <p>7.10.5.5 梁またはブラケットが 4 方から柱に連結する場合、帯鉄筋は上部で支持されている部材の最下段水平鉄筋位置から 3 インチ以内に配置。</p>	<p>鉄筋のあき及び配置</p> <p>8.19.2.1 せん断補強鉄筋は、下記により構成される。</p> <p>(a) 部材軸に直角または軸方向引張鉄筋に 45° 以上のスターラップ</p> <p>(b) 部材軸に直角な溶接金網</p> <p>(c) 軸方向引張鉄筋に 30° 以上に折曲げた軸方向鉄筋</p> <p>(d) スターラップと折曲げ鉄筋の組み合わせ</p> <p>(e) スパイラル鉄筋</p> <p>8.19.3 部材軸に直角に配置したせん断補強鉄筋の間隔は d/2 または 24 インチ以下。傾斜したスターラップと折曲げ鉄筋については、部材 d/2 点から反力方向に引張鉄筋まで 45° に引いた線が必ず 1 本のせん断補強鉄筋に交わる。</p> <p>8.17.3.1 曲げ部材のスターラップおよび帯鉄筋は、圧縮鉄筋が必要な区間に配置。帯鉄筋の間隔は、軸方向鉄筋の 16 倍以下。</p> <p>8.17.3.3 閉鎖したスターラップ及び帯鉄筋は、1 本の鉄筋で形成し、端部に標準フックを重ね合わせて軸方向鉄筋を囲むと良い。または、1~2 本の鉄筋で形成し、クラス C (1.7 · 1 d の重ね継手) の継手で継ぐ。</p> <p>8.18.2.2.3 スパイラル鉄筋間隔は、3 インチ未満、1 インチ以上かつコアコンクリート内の最大粗骨材径の 11/3 倍以内。</p> <p>8.18.2.2.4 スパイラル鉄筋の定着部分は 1.5 巻き以上余分に延ばす。</p> <p>8.18.2.2.5 スパイラル鉄筋は、フーチング等の支持部材の上端から、上部で支持されている部材の最下段水平鉄筋位置まで配置する。</p> <p>8.18.2.3.2 帯鉄筋の間隔は圧縮部材寸法かつ 12 インチ以下。No 10 以上の 2~3 本の鉄筋を束ねる場合は、上記に 1/2。</p> <p>8.18.2.3.3 帯鉄筋はフーチング表面または交差する梁部材の最も近い軸方向鉄筋から、帯鉄筋間隔の 1/2 以内に配置する。</p> <p>8.18.2.4 地震地域では、想定される地震による動きに対して十分な強度とじん性を持つように柱脚に横方向補強筋を配置する。【耐震】</p> <p>8.4.1(E) 拘束のための横方向補強鉄筋は、柱の上下端において、断面の最大寸法または柱高さの 1/6 に等しく、かつ 18 インチ以上の区間に配置。横方向補強鉄筋の最大間隔は、最小部材寸法の 1/4 または 4 インチ以下。上記の横方向拘束区間のスパイラル鉄筋の重ね継手は、行なわない。継手は全強の重ね溶接とする。【耐震】</p>	<p>鉄筋のあき及び配置</p> <p>8.17.3.3 閉鎖したスターラップおよび帯鉄筋は、1 本の鉄筋で形成し、端部に標準フックを重ね合わせて軸方向鉄筋を囲むと良い。または、1~2 本の鉄筋で形成し、クラス C (1.7 1 d の重ね継手) の継手で継ぐ。</p> <p>8.17.3.4 地震が被害の主要因となる地域では、予想される地震力に対して十分な強度とじん性を持つように、横方向補強筋を配置する。</p> <p>8.18.1.4 噛合せスパイラルまたは長円柱の帯鉄筋かごの鉄筋中心間隔は、かご直径の 0.75 倍以下。重ね合わせは、最低限 4 鉄筋噛合せる。</p> <p>8.18.1.5 橋脚の最小補強筋比 p_n による鉛直せん断補強鉄筋は、12 インチ以下の間隔で橋脚両面に一様に配置。最小鉛直せん断補強鉄筋比 p_n は、最小水平せん断補強鉄筋比 p_h 以上。</p> <p>8.18.2.1.1 圧縮部材の横補強鉄筋はスパイラル、フープ、ラテラルタイとクロスタイの組合せのいずれかで構成しなければならない。タイはスパイラル、フープの配置が現実的でない場合のみ用いる。軸方向鉄筋がスパイラル、フープの外側に必要な場合は、クロスタイの基準に準じた間隔で配置しフックで留めた鋼棒で横方向に固定。フックで留めた鋼棒は、スパイラル、フープの核内に全定着長さだけ延ばす。</p> <p>8.18.2.1.3 横補強鉄筋は、等間隔でフーチングの中の柱の軸方向鉄筋のフックの接触点まで延ばす。ただし、フーチング上面の補強鉄筋位置で不連続になっても良い。</p> <p>8.18.2.1.4 横補強鉄筋は、まくら梁の中に次のうち最小範囲に配置する。</p> <p>a) まくら梁下面において拘束した核の最大寸法の 1/2,</p> <p>b) 圧縮部材から主鉄筋の定着長さまたは</p> <p>c) 圧縮部材からフックを付けた主鉄筋の直線区間の長さ。ただし、まくら梁下面の曲げ鉄筋位置で不連続になっても良い。</p> <p>8.18.2.1.5 荷重組合せで必要な断面積以上の断面では、構造解析または試験により十分な強度と施工の可能性が証明できれば 8.18.2.1.1~8.18.2.1.4 の条項によらずよい。</p> <p>8.18.2.3.2 橋脚のタイの鉛直間隔は、圧縮部材の最小寸法または 12 インチ以下。#10 以上の鉄筋を 2 本以上束ねる場合は上記の 1/2。</p>
	Code	⑦CAN 3	⑧NZS

せん断補強筋	<p>7.6.4.3 スパイラル鉄筋のピッチは、コアコンクリートの1/6倍かつ75mm以内、25mm以上。</p> <p>7.6.5 帯鉄筋を配置した圧縮部材では、No.30以下の軸方向鉄筋を配置した場合は最大軸方向鉄筋径の30%以上、No.35～No.55及び束ね鉄筋ではNo.10以上の帯鉄筋で全ての軸方向鉄筋を囲む。帯鉄筋の間隔は、軸方向鉄筋の16倍、帯鉄筋径の48倍、最小圧縮部材寸法かつ束ね筋を有する圧縮部材では300mm以下。</p> <p>7.6.5.3 帯鉄筋はフーチング表面または交差する梁部材の最も近い軸方向鉄筋から、帯鉄筋間隔の1/2以内に配置する。</p> <p>7.6.5.4 梁又はブライケットが4方から柱に連結する場合、帯鉄筋は上部で支持されている部材の最下段水平鉄筋位置から75mm以内に配置。</p> <p>7.6.5.5 圧縮部材の4隅及び1本おきの軸方向鉄筋は帯鉄筋の135°以下の角により横方向に拘束。軸方向鉄筋間隔は150mm以内。</p> <p>7.6.5.6 圧縮部材の軸方向鉄筋が円の縁上にある場合は円形帯鉄筋を用い、定着は135°以上の曲げで軸方向鉄筋を囲むか、重ね溶接、Cクラスの重ね継手または柱核内に定着。</p> <p>21.4.4.3 横方向鉄筋間隔は最小部材寸法の1/4、100mm、最小軸方向鉄筋径の6倍および7.6の規定以下。【耐震】</p> <p>21.4.4.4 クロスタイおよび帯鉄筋の脚は、部材軸直角方向に次の値の大きい値以下に配置。200mmまたは部材核寸法の1/3。ただし、いかなる場合も300mm以下。</p> <p>21.4.4.5 横方向補強鉄筋は柱の接合部断面および曲げ降伏の生じた全ての断面の両側に、上記断面の有効高または柱高さの1/6または450mm以上の区間に配置。【耐震】</p> <p>21.5.6.4.2 壁の粗性ヒンジ区間の帯鉄筋間隔は、軸方向筋径の6倍、帯鉄筋径の24倍、壁厚の1/2又は21.5.7の規定の最小値以下。【耐震】</p> <p>21.3.3 帯鉄筋は接合部から2dの区間、粗性ヒンジの生じる部分および粗性ヒンジ端からdの区間に配置。帯鉄筋の最大間隔はd/4、最小軸方向鉄筋径の8倍、帯鉄筋径の24倍かつ300mm以下。計算上不要な場合は、d/2以下。【耐震】</p> <p>21.9 スターラップは接合部から2dの区間に部材端から50mm以下の位置から全区間にNo.10以上を配置。スターラップの最大間隔はd/4、最小軸方向鉄筋径の8倍、スターラップ径の24倍かつ300mm以下。計算上不要な場合は、d/2以下。【耐震】</p> <p>A12.3.5 スパイラル鉄筋の定着部分は1.5巻き以上余分に延ばす。</p> <p>A12.3.6 スパイラル鉄筋の継手は、当局の許可がある場合に、48dかつ300mm以上の重ね継手か溶接。</p> <p>スパイラル鉄筋は、フーチング等の支持部材の上端から、上部で支持されている部材の最下段水平鉄筋位置まで配置する。</p> <p>A12.3.8 梁またはブライケット幅が柱4面がない場合、帯鉄筋はスパイラル鉄筋の終了</p>	<p>7.3.28.2 帯鉄筋またはタイは全ての軸方向鉄筋を囲む。</p> <p>7.3.29.2 スターラップおよび帯鉄筋は梁のウェブにおいて、圧縮方向鉄筋を囲む。</p> <p>7.4.1.2 スパイラル鉄筋および円形帯鉄筋は、フーチング又はスラブ等の上端から部材の最下段水平鉄筋位置まで75mm以上の間隔で配置する。</p> <p>7.4.1.3 梁またはブライケット幅が柱幅未満の場合、タイは上方のスパイラルまたは円形帯鉄筋の終了位置まで配置。</p> <p>5.4.2.3 帯鉄筋はフーチング表面またはスラブ部材から、帯鉄筋間隔の1/2以内に配置。また交差する梁部材の最も近い軸方向鉄筋から、帯鉄筋間隔の1/2以内に配置。</p> <p>5.4.2.4 柱の全方向から梁又はブライケットが連結する場合、帯鉄筋は上部で支持されている部材の最下段水平鉄筋位置から75mm以内に配置。</p> <p>5.4.3.3 曲げ又はねじりが作用する区間の横方向補強鉄筋は、軸方向鉄筋を囲んだ閉鎖したスターラップまたはタイで構成する。閉鎖したスターラップまたはタイは、標準スターラップフックまたはタイエンドフックにより軸方向鉄筋を囲む1本の鉄筋か重ね継手した鉄筋またはNZS 4702に従って溶接した鉄筋で形成。</p> <p>6.4.7 スパイラル筋および帯鉄筋間隔は、部材寸法の1/5かつ軸方向鉄筋の16倍以下、スパイラル筋、円形帯鉄筋の純間隔は25mm以上。</p> <p>6.5.4 潜在塑性ヒンジ区間の、スパイラル筋および帯鉄筋間隔は、部材寸法の1/5かつ軸方向鉄筋の6倍かつ200mm以下。</p> <p>7.3.5.1.7.3.5.2 せん断補強鉄筋は、下記により構成される。</p> <p>(a) 部材軸に直角または軸方向引張鉄筋に45°以上のスターラップ</p> <p>(b) 部材軸に直角な溶接金網</p> <p>(c) 直角または傾斜したプレストレスリング</p> <p>(d) 軸方向引張鉄筋に30°以上に折り曲げた軸方向鉄筋</p> <p>(e) スターラップと折り曲げ鉄筋の組み合わせ</p> <p>(f) スパイラル鉄筋</p> <p>7.3.5.4 部材軸に直角に配置したせん断補強鉄筋間隔はRC部材はd/2(PC部材は3/4h)以下または600mm以下。傾斜したスターラップと折り曲げ鉄筋については、部材d/2点から反力方向に引張鉄筋まで45°に引いた線が必ず1本のせん断補強鉄筋に交わる。</p> <p>(v i - v c) が0.07 f'c 以上の場合は上記間隔は1/2</p>	<p>9.2.1.2.1 スラブのスターラップは、上面および下面軸方向鉄筋を囲むように配置。スターラップの配置角度は中心面に対して45°～90°。</p> <p>せん断補強鉄筋間隔sは、$s \leq 0.75d(1+\cot \alpha)$を満足させる。支持面からの距離はd/2以下。(d:スターラップではスラブの中央面、折り曲げ鉄筋は上面の折り曲げ位置の値)</p> <p>9.2.1.2.2 スラブの直角方向の鉄筋間隔は1.5dかつ800mm以下。</p> <p>9.2.1.2.3 9.2.2.2 梁のせん断補強鉄筋は45°～90°に配置。</p> <p>梁のせん断補強筋は、下記により構成される。</p> <p>(a) 軸方向引張鉄筋(図9.2.3)を囲み、9.1.1.4に従い定着したスターラップ。</p> <p>(b) 折り曲げ鉄筋。</p> <p>(c) 軸方向鉄筋を囲まないように配置した、異形鉄筋を用いたかご状もしくははしご状のせん断補強鉄筋。(図9.2.4参照)</p> <p>図9.2.3に示すように腹鉄筋の重ね継手は、スターラップの腐食に配慮して異形鉄筋を用いる。</p> <p>梁のせん断補強鉄筋間隔は以下による。</p> <p>$FScw \leq 1/5FRcw : Smax = 0.7d < 300mm$</p> <p>$1/5FRcw < FScw \leq 2/3FRcw : Smax = 0.6d < 300mm$</p> <p>$2/3FRcw < FScw : Smax = 0.3d < 200mm$</p> <p>同一せん断補強鉄筋面内の脚部の間隔は、2d/3かつ800mm以下。</p>
--------	--	---	--

	位置より上方のスラブまたはドロップバネの底まで配置。		
--	----------------------------	--	--

(6) 免震規定

表-3.2.6(7) 設計基準の比較

Code	①コンクリート標準示方書	②鉄道構造物等設計標準	③道路橋示方書・同解説V耐震設計編	
免震規定	<p>構造物の耐震性を向上させるために、免震・制震技術についても検討するとよい。免震構造は比較的短周期構造物の変形性能と減衰性の増大を可能とし、エネルギー吸収機構を含む制震構造は、長周期構造物の減衰性の増大を可能にする。</p>	<p>「鉄道総合技術研究所」被災構造物の耐力および変形性能の検討「資料1-3」より</p> <p>これまで鉄道は免震構造についてあまり採用していなかった。これは免震構造が杓の変形で地震エネルギーを吸収する方式が主体であったため、桁の変位が大きくなり列車の走行安全性が危惧されたためである。しかし、変形に配慮した構造も考えられることから、免震構造の導入についても検討する。さらに制振構造についても検討する。設計で想定する地震の規模が大きくなると、従来の橋梁の構造のように想定した地震力にそのまま対処する形式のみでは、合理的、経済的な設計を行うことが困難になる場合がある。このような場合、支承等に減衰効果を有する材料を用いて地震力を低減させるような免震構造が有効となる。</p>	<p>(1)免震設計の採用は、橋の固有周期およびエネルギー吸収性能を増大させる効果を常時、地震時の両面から検討した上で判断しなければならない。特に、以下の条件では、原則として免震設計を採用してはならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 基礎周辺の土層が、7.6に規定する土質定数を耐震設計上零にする土層に相当する場合 2) 下部構造のたわみ性が大きく、もともと固有周期の長い橋 3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長周期化することにより、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合 4) 支承に負反力が生ずる場合 <p>(2)免震設計に際しては、エネルギー吸収性能の向上による減衰性の向上と地震力の分散に重点を置き、過度な長周期化を図ってはならない。</p> <p>(3)免震設計を用いる場合の橋の固有周期は、上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように定めなければならない。また、免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、原則として免震支承を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上とするものとする。</p> <p>(4)免震支承としては、簡単な機構で機能するものを選定すると同時に、力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。免震支承は、アンカーボルト等によって、確実に上下部構造に取り付けると同時に、取り替えが可能な構造とするものとする。免震設計を用いる場合には、設計で想定する変位が許容できるように、橋台、橋脚等主要構造物とけた間には遊間を設けなければならない。</p>	
Code	④ACI 318	⑤AASHTO	⑥CALTRANS	
免震規定	規定なし	規定なし	規定なし	
Code	⑦CAN 3	⑧NZS		⑨CEB-FIP
免震規定	規定なし	<p>柔支承や機械的なエネルギー消散装置を使用する際には、以下の条件を満足する必要がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> (a) 使用する装置の挙動が実験により確認されている。 (b) 構造物に対する妥当な設計地震動を選択するために、適切な研究を行う。 (c) 構造物材の降伏に対する抵抗の程度が、この示方書に支えられているエネルギー消散装置のない場合の普通の耐震設計法による場合と少なくとも同程度である。 (d) 設計地震よりも大きな地震に際して、所定の変形が生じるように細目を決定する。 		規定なし

3.2.4 まとめ

本節では、代表的な項目に関して国内基準の変遷、諸外国基準の比較を行うことにより、我が国のコンクリート構造物の地震設計のあり方を明確にするための基礎資料の一部が得られたと考えられる。地震設計に対してキーワードとなるものをいくつか列記すると①想定地震動②構造解析③動的解析④破壊モードの算定⑤せん断補強⑥じん性設計等があげられる。ほとんどの基準が、大規模地震に対して部材の塑性域における挙動を考慮した設計法を採用しており、このようなじん性設計が合理的な設計法であると思われる。最近では、設計する構造物に明確な性能を規定してその性能を照査する設計法が着目されつつある。いわゆる性能照査設計に基づき、部材あるいは構造物全体の非線形な挙動を正確に設計に反映するためには、繰り返し載荷時のせん断剛性の低下の定量化や、材料強度の over strength の評価の問題等さらに実験的および解析的研究が望まれる。

3.3 試計算に基づく国内外基準の比較

本章では、3.2で比較検討を行った9種類の設計基準の中から、鉄道構造物等設計標準、道路橋示方書、AASHTOの3基準について試計算を行った。

試計算による設計基準の比較を行う場合、その条件を「ある特定の場所に、指定する機能を有する構造物を設計する」というように設定する場合と、「地震を含む荷重作用の大きさを指定し、それに耐え得る断面を設計する」場合が考えられる。ここでは、「3.3.1 円柱単柱橋脚に関する比較」では、後者の断面設計による比較を、「3.3.2 矩形単柱橋脚に関する比較」および「3.3.3 ラーメン橋脚に関する比較」では、前者の方法による比較を行った。

ここでは、試計算結果に対して次のような比較および検討を行い、各設計規準の特徴を明らかにすることおよび耐震設計に対する考え方を把握することなどを目的とした。

- ① 断面諸元ならびに補強鉄筋の比較
- ② 道路橋示方書による地震時保有水平耐力の照査

3.3.1 円柱単柱橋脚に関する比較

阪神高速道路公団3号神戸線の標準的な下部構造形式（上部構造が支間30m程度の単純非合成板桁で、地上から10m程度を横過している高架橋の円形断面を有するRC単柱橋脚）を参考にした。

(1) 検討条件

a) 共通条件（設計断面力、使用材料、断面形状）

設計断面力、使用材料、断面形状等に関する条件は共通とし、次のように設定した。

① 橋脚基部に作用する断面力

■軸圧縮力	N= 930 tf
■曲げモーメント	M= 4950 tf・m
■せん断力	V= 330 tf

② 使用材料

■コンクリート	設計基準強度	$f'_c = 270$	kgf/cm^2
	最大粗骨材寸法	20	mm
■鉄筋	引張降伏強度	$f_y = 3000$	kgf/cm^2

③ 軸方向鉄筋の配筋細目

最大鉄筋径	D32
最大鉄筋段数	2.5段

④ 断面形状

中実円形断面

⑤ 橋脚形状

図-3.3.1参照。

b) 個別条件（配筋細目）

鉄筋のかぶり、あきおよび間隔については、各規準に従って設定する。

c) その他

基本的には軸方向鉄筋の段落しは行わない。なお、各々の規準で配筋方法が規定されている場合には、それに従う。

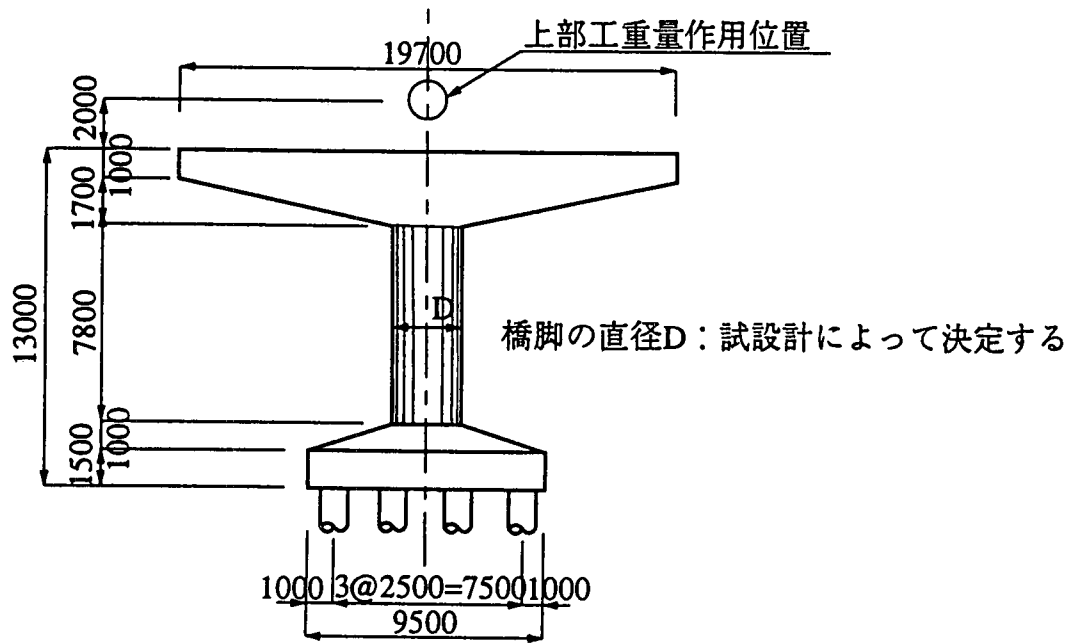


図-3.3.1 円柱単柱橋脚形状寸法図

(2) 試計算結果

各設計基準での設計の流れを表-3.3.1に示す。また、表-3.3.2に設計結果のまとめを、表-3.3.3に断面寸法および配筋の詳細を示す。各基準の断面寸法ならびに断面配筋に関する決定根拠を整理すると、表-3.3.4のとおりである。

表-3.1.4 各基準の試設計断面決定根拠

	鉄道構造物等設計標準	道路橋示方書	AASHTO
柱直径	曲げ耐力の照査	曲げ耐力の照査	曲げ耐力の照査
帯鉄筋量	耐震構造細目	保有水平耐力の照査（帯鉄筋量を減じた場合保有水平耐力の照査がNGとなる）	一般部：せん断力の照査 塑性ヒンジ部：耐震細目

(3) 照査

道路橋示方書による地震時保有水平耐力の照査による結果を表-3.3.5に示す。

(4) 考察

円柱単柱橋脚の試設計に関しては、条件として柱基部に作用する断面力を統一して行った。すなわち、各基準で異なる地震時慣性力の算出を省略しているため、ここでは、断面耐力算出方法の違いのみを比較することとなる。

曲げ耐力の算出には、各基準で下記のような部分安全係数を考慮している。

- 鉄道構造物等設計標準 : 材料係数、部材係数、構造物係数
- 道路橋示方書 : 安全係数の考慮なし
- AASHTO : 強度低減係数

試計算の結果、表-3.3.3に示すように、鉄道構造物等設計標準、AASHTO、道路橋示方書の順に柱の径が小さくなることとなったが、これは、上記のように部分安全係数の取り方が異なることに起因すると考えられる。すなわち、係数の大小に従って柱径の大きさが決定されていると推定される。また、その他AASHTOは、コンクリートの終局ひずみを0.003と規定しているのに対して、他の基準は、0.0035としていることなど、細かい条件の差による誤差も生じていると考えられる。

柱基部（塑性ヒンジ区間）の帯鉄筋量については、表-3.3.4に示すように、鉄道構造物等設計標準および

び AASHTO では耐震設計上の構造細目から決められており、道路橋示方書では、保有水平耐力の照査により決定している。どの基準においても、曲げ耐力より決まった柱断面では、せん断耐力に比較的余裕があり、横拘束筋としての最小量が配筋されている印象を受ける。

道路橋示方書による保有水平耐力の照査結果は、表-3.3.5 に示すように、断面力を統一したため、いずれも地震時保有水平耐力、変形性能に問題はなく、柱径が小さい道路橋示方書断面での残留変位が最も大きくなっていることがわかる。

表-3.3.1 各国設計基準における設計の流れ (円柱単柱橋脚)

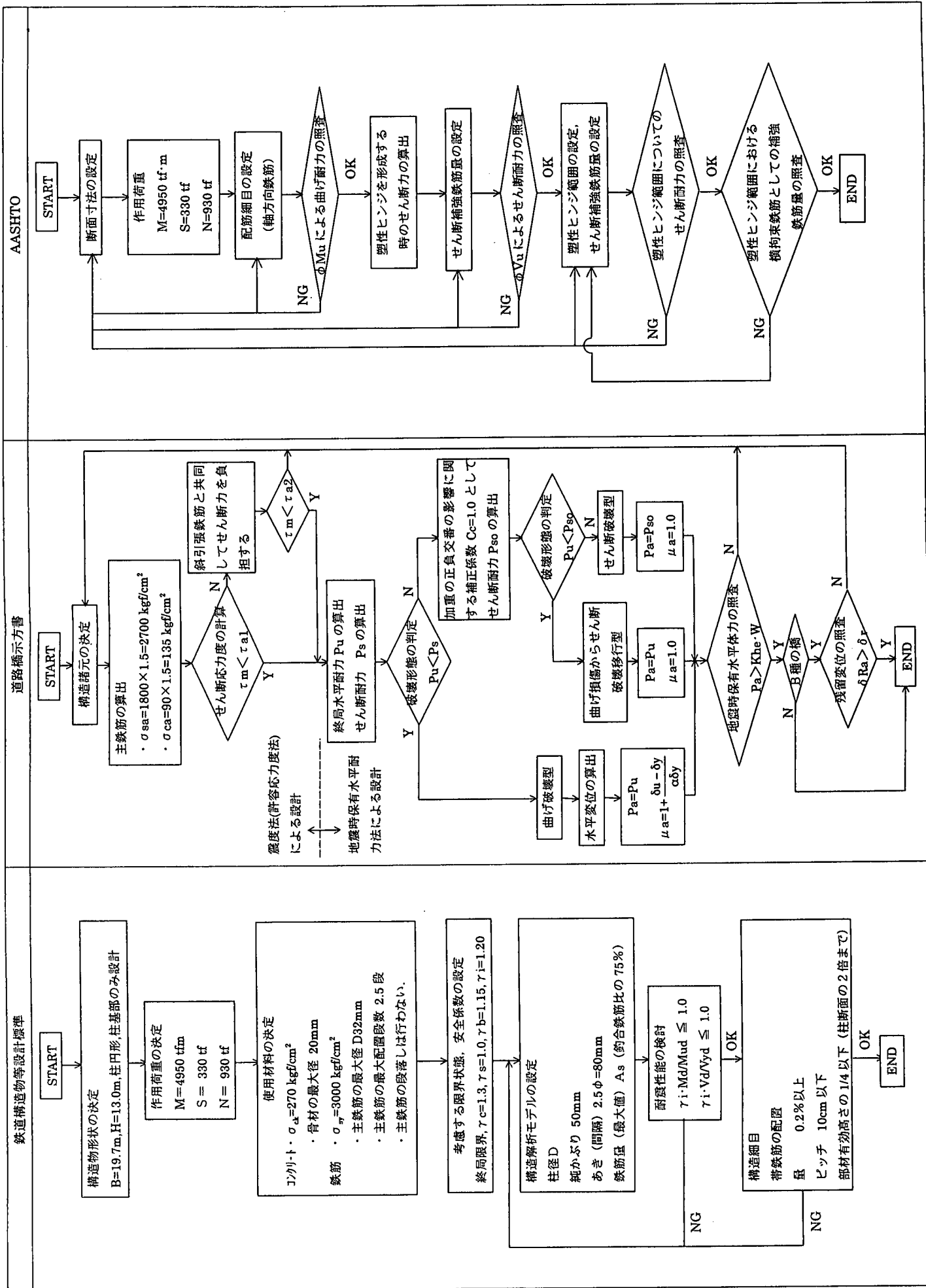


表-3.3.2 試験設計結果のまとめ (円柱単柱橋脚)

	鉄道構造物等設計標準	道路橋示方書	AASHTO
・ 配筋細目 鉄筋かぶり 鉄筋あき 最小鋼材量 ・ 終局限界状態の検討 曲げ せん断 靱性率	1. 配筋細目 (1) 鉄筋のかぶり 部材最外縁から軸方向主鉄筋中心までの距離 (L1) $L1 = c + \phi 1 + 1/2 \phi 2$ $= 50 \text{ mm} + 16 \text{ mm} + 16 \text{ mm} = 82 \text{ mm}$ → 90 mm を採用 基準の純かぶり: $c = 50 \text{ mm}$ 帯鉄筋直径: $\phi 1$, 主鉄筋直径: $\phi 2$ (2) 軸方向主鉄筋のあき (鉄筋中心間隔: L2) $L2 = 1.5 \phi 2 + \phi 2 = 80 \text{ mm}$ → 最外縁: 85 mm, 2段目: 80 mm, 3段目: 150 mm (3) 軸方向主鉄筋比 釣合鉄筋比の75%以下 $\rho_{max} = 3.25\% > \text{実配筋} : 3\%$ (4) せん断補強鉄筋量 ・ 靱性率4を確保する鉄筋量 $\rho_{sl} = 0.05\%$ ・ 耐震構造細目 (柱下端から2D区間) 規定量 $\rho_{s2} = 0.20\% < \text{実配筋} : \rho_s = 0.27\%$ ・ ビッチ (柱下端から2D区間) D/4 かつ 10 cm 以下 ・ 断面 1m 以上は、中間帯鉄筋が必要 2. 終局限界状態の検討 (1) 安全係数 ・ 材料係数 コングリート: $\gamma_c = 1.30$ 鉄筋: $\gamma_s = 1.00$ ・ 部材係数 曲げ耐力: $\gamma_b = 1.15$ せん断耐力 コリット: $\gamma_b = 1.30$ 鉄筋: $\gamma_b = 1.15$ ・ 構造物係数: $\gamma_i = 1.20$ (2) 曲げ耐力の算出 (Mud) $Mud = 5970 \text{ tfm}$ ・ 断面の維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 ・ コングリートの終局ひずみを 0.0035 ・ コングリートの終局圧縮応力度を $0.85 f_c'$ として、高さ $0.8x$ に均一に分布する長方形等価応力ブロックとする (x : 圧縮縁から中立軸までの距離) (3) 曲げに対する安全性の照査 $\gamma_i \cdot Md / Mud = 0.995 < 1.0$ Md : 設計曲げモーメント (4950 tfm) (4) せん断耐力 (Vyd), 安全性の照査 $Vyd = V_{cd} + V_{sd}$ $= 204 + 381 = 585 \text{ tf}$ V_{cd} : コングリートが負担するせん断力 V_{sd} : 鉄筋が負担するせん断力 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} = 0.667 < 1.0$ (5) 斜め圧縮耐力 (V_{cwd}), 安全性の照査 $V_{cwd} = 2753 \text{ tf}$ $\gamma_i \cdot V_d / V_{cwd} = 0.144 < 1.0$ V_d : 設計せん断力 (330 tf) 3. 靱性率 (石橋式で算定) $\mu = \delta y / \delta u = 6.44 > 4$	1. 配筋細目 (1) 鉄筋のかぶり 部材最外縁から軸方向主鉄筋中心までの距離 (L1) $L1 = c + 2 \times \phi 1 + 1/2 \phi 2$ $= 70 \text{ mm} + 2 \times 22 \text{ mm} + 16 \text{ mm} = 130 \text{ mm}$ → 130 mm を採用 帯鉄筋直径: $\phi 1$, 主鉄筋直径: $\phi 2$ 注) c は、大気中 40 mm, 土中 70 mm と規定。 (2) 軸方向主鉄筋のあき (鉄筋中心間隔: L2) $L2 = \max(40 \text{ mm}, 4/8 G_{max}, 1.5 \phi 2) + \phi 2$ $= \max(40 \text{ mm}, 27 \text{ mm}, 48 \text{ mm}) + 32 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$ → 最外縁: 88 mm, 2段目: 82 mm, 3段目: 151 mm (3) 軸方向主鉄筋比 ・ 計算上必要なコングリート断面積 A' の 0.8% 以上 実配筋: 2.8% ・ 部材の全断面積の 6% 以下 実配筋: 3.1% (4) 帯鉄筋 鉄筋最小径: D13 最大ビッチ: 15 cm 中間帯鉄筋 (横拘束筋) の配置間隔: 1 m 以内 (体積比 1.8% 以下: $P_s = s \cdot d$, $4A_{s,u} \leq 0.018$) 2. 終局限界状態の検討 計算は、地震時保有水平耐力法による。 (断面の決定される直角方向タイプII地震時の値を示す) (1) 曲げに対する照査 ・ 初級伏モーメント (Myo) $Myo = 3669 \text{ tfm}$ ・ 曲げ耐力 = 終局モーメント (Mu) $Mu = 5350 \text{ tfm} > Md = 4950 \text{ tfm}$ (2) せん断に対する照査 ・ せん断耐力 (Ps) $Pa = Sc + Ss = 131 + 848 = 979 \text{ tf}$ S_c : コングリートが負担するせん断力 $\tau_c = 3.6 \text{ kg/cm}^2$ S_s : 鉄筋が負担するせん断力 $\sigma_{sy} = 3000 \text{ kg/cm}^2$ (3) 残留変位 ・ 残留変位 (δr) $\delta r = 2.8 \text{ cm} < \delta a = h/100 = 12.5 \text{ cm}$ (4) 破壊形態の判定 $P_u = 428 \text{ tf} < P_s = 979 \text{ tf}$ 曲げ破壊先行型 (5) 保有水平耐力の照査 $P_u = 428 \text{ tf} < k h \cdot W = 397 \text{ tf}$ 3. 許容応力度法による安全性の検討 (1) 検討断面力 保有水平耐力法で柱下端に 4950 tf・m の曲げモーメントを生じ、 上層工反力を設定し、震度法により検討を行う。 $M = 1298 \text{ tf} \cdot \text{m}$, $N = 930 \text{ tf}$, $S = 233 \text{ tf}$ (2) 応力度の照査 $\sigma_c = 121 \text{ kgf/cm}^2 < 135 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 1947 \text{ kgf/cm}^2 < 2700 \text{ kgf/cm}^2$ $\tau = 4.7 \text{ kgf/cm}^2 < 6.3 \text{ kgf/cm}^2$	1. 配筋細目 (1) 鉄筋のかぶり 部材最外縁から軸方向主鉄筋中心までの距離 (L1) $L1 = c + \phi 1 + 1/2 \phi 2$ $= 38 \text{ mm} + 22 \text{ mm} + 16 \text{ mm} = 76 \text{ mm}$ → 80 mm を採用 帯鉄筋直径: $\phi 1$, 主鉄筋直径: $\phi 2$ 基準の純かぶり: 土中および風雨にさらされる場合 主鉄筋 $c = 50 \text{ mm}$, 帯鉄筋 $c = 38 \text{ mm}$ (2) 軸方向主鉄筋のあき (鉄筋中心間隔: L2) $L2 = \max(1.5 \phi 2, 1.5 G_{max}, 1.5 \text{ in}) + \phi 2$ $= \max(48 \text{ mm}, 30 \text{ mm}, 38 \text{ mm}) + 32 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$ → 最外縁: 90 mm, 2段目: 85 mm, 3段目: 158 mm (3) 最小鉄筋径 ・ 軸方向鉄筋 $\phi \geq \#5$ (D = 15.625 mm) \approx D16 (D = 15.9 mm) ・ 帯鉄筋 軸方向鉄筋 $\leq \#10$ (\approx D32) の場合 : 帯鉄筋 $\geq \#3$ (\approx D10) 軸方向鉄筋 $\geq \#11$ (\approx D36) の場合 : 帯鉄筋 $\geq \#4$ (\approx D13) (4) 軸方向鉄筋比 実配置鉄筋比 $\rho = 3.0\%$ 基準値 $1\% \leq \rho \leq 6\%$ (5) せん断補強鉄筋量 最小鉄筋量: A_{vmin} $A_{vmin} = 60 \cdot b_w \cdot s / f_y$ (psi, in) $= 3.8 \text{ cm}^2 < \text{実配筋 } 17.2 \text{ cm}^2$ (6) 塑性ヒンジ範囲の帯鉄筋量 $\rho_s = 0.12 \frac{f_c'}{f_y h} = 0.0108 = 1.08\% < \text{実配筋 } 1.11\%$ $A_{sh} = 0.12 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f_c'}{f_y h} = 0.12 \times 12.5 \times 249 \times \frac{270}{3000}$ $= 33.6 \text{ cm}^2 < \text{実配筋 } 38.7 \text{ cm}^2$ 2. 終局限界状態の検討 (1) 強度割増し係数 ・ 曲げ $\phi 1 = 0.788$ ($\sigma_c = 0.2 f_c'$: $\phi = 0.5$, $\sigma_c = 0$: $\phi = 0.9$) ・ せん断 $\phi 2 = 0.85$ (2) 曲げに対する安全性の照査 $M_u \geq \phi 1 M_n$ $= 0.788 \times 6363 = 5014 \text{ tf} \cdot \text{m} > 4950 \text{ tf} \cdot \text{m}$ (3) せん断耐力に対する安全性の照査 ・ 一般部 (D19@125) $V_u \leq \phi 2 V_n$ $V_n = V_c + V_s = 157 + 850 = 1007 \text{ tf}$ $V_u = 0.85 \times 1007 = 856 \text{ tf} > 662 \text{ tf}$ ・ 塑性ヒンジ部 (D22@125 + 最少帯鉄筋量より) $V_n = V_s = 1148 \text{ tf}$ $V_u = 0.85 \times 1148 = 976 \text{ tf} > 662 \text{ tf}$

表-3.3.3 断面諸元および配筋の詳細 (円柱単柱橋脚)

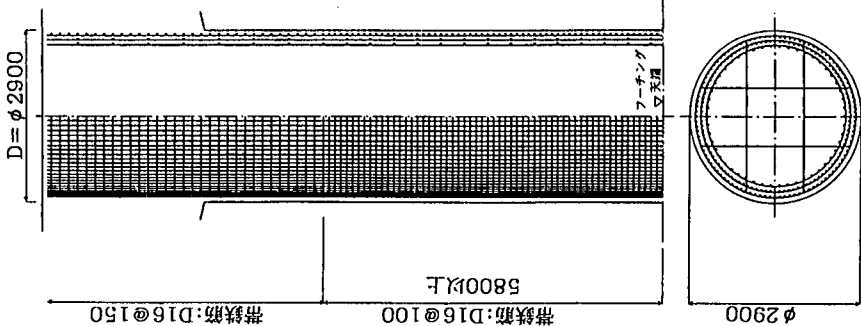
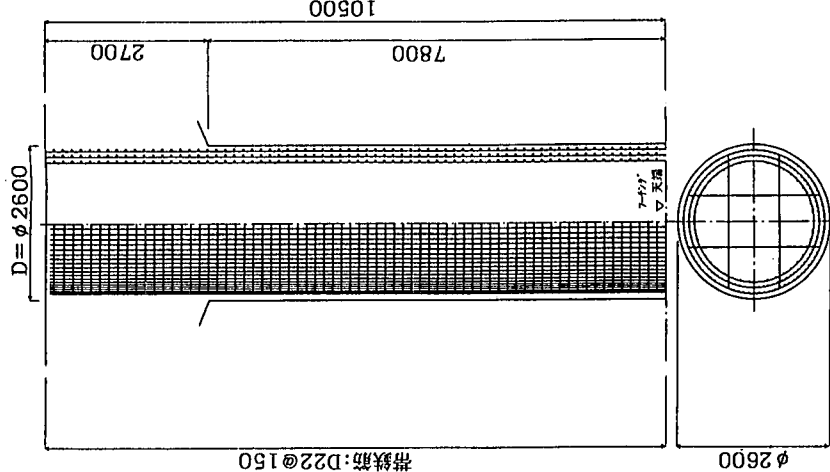
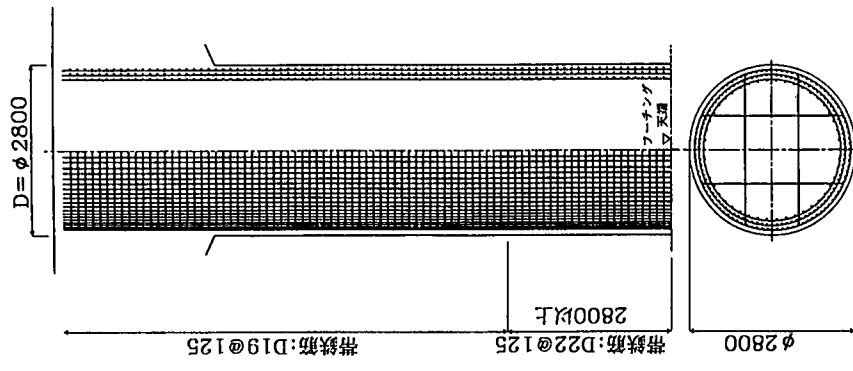
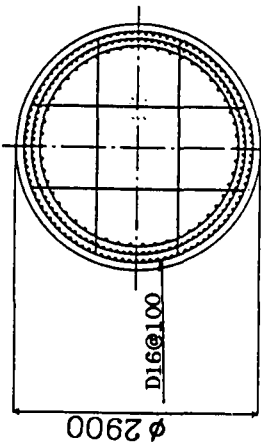
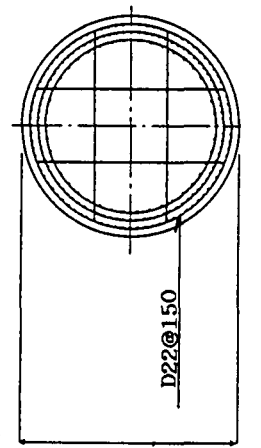
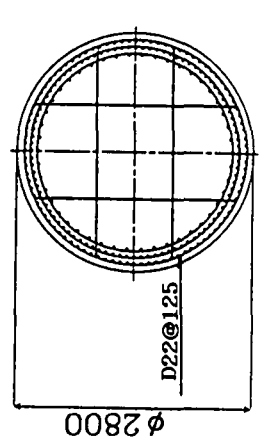
鉄道構造物等設計標準	道路橋示方書	AASHTO
<p>軸方向鉄筋鉄筋比 (P=3.00%) 帯鉄筋 (鉄筋比 w=0.27%)</p> <p>最外縁 D32-100本 (@86) 最外縁 D16-ctc100</p> <p>2段目 D32-100本 2段目 D16-ctc400</p> <p>3段目 D32-50本 3段目 D16-ctc400</p> <p>計 D32-250本 1段目軸方向鉄筋芯かぶり:90mm</p> <p>5800以上 帯鉄筋:D16@100</p> <p>D = φ 2900</p> 	<p>軸方向鉄筋鉄筋比 (P=3.14%) 帯鉄筋 (鉄筋比 w=0.90%)</p> <p>最外縁 D32-84本 (@86) 最外縁 D22-ctc150</p> <p>2段目 D32-84本 2段目 D22-ctc150</p> <p>3段目 D32-42本 3段目 D22-ctc150</p> <p>計 D32-210本 1段目軸方向鉄筋芯かぶり:130mm</p> <p>帯鉄筋:D22@150</p> <p>D = φ 2600</p> 	<p>軸方向鉄筋鉄筋比 (P=3.0%) 帯鉄筋 (鉄筋比 w=1.00%)</p> <p>最外縁 D32-92本 (@90) 最外縁 D22-ctc125</p> <p>2段目 D32-92本 2段目 D22-ctc125</p> <p>3段目 D32-46本 3段目 D22-ctc125</p> <p>計 D32-230本 1段目軸方向鉄筋芯かぶり:80mm</p> <p>帯鉄筋:D22@125</p> <p>D = φ 2800</p> 
<p><軸方向鉄筋比算出></p> $P = \frac{A_s}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} \times 100$ <p>ここに、A_s : 軸方向鉄筋断面積 D : 柱断面直径</p> <p><帯鉄筋比算出式> ここに、A_w : 帯鉄筋断面積</p> $W = \frac{A_w}{b \cdot a} \times 100$ <p>b : 矩形換算断面積 a : 帯鉄筋間隔</p> <p>($D=2900\text{cm} : \sqrt{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = 257\text{cm}$) ($D=2800\text{cm} : \sqrt{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = 248\text{cm}$) ($D=2600\text{cm} : \sqrt{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = 230\text{cm}$)</p> <p>$A_w$ には中間帯鉄筋を含む。</p>		

表-3.3.5 道路橋示方書（平成8年版）による地震時保有水平耐力および変形性能の照査（円柱橋脚）

		鉄道構造物等設計標準		道路橋示方書		AASHTO	
							
断面寸法		φ2900		φ2600		φ2800	
軸方向鉄筋		D32-100本, 100本, 50本		D32-84本, 84本, 42本		D32-92本, 92本, 46本	
帯鉄筋		D16@100		D22@150		D22@125	
		タイプI地震動		タイプII地震動		タイプI地震動	
水平力～ 水平変位の 関係		P_c (tf)	86.35	86.35	65.61	78.80	78.80
		δ_c (cm)	0.45	0.45	0.53	0.47	0.47
		P_{y0} (tf)	397.09	397.09	293.52	349.67	349.67
		δ_{y0} (cm)	4.21	4.21	4.96	4.36	4.36
		P_u (tf)	577.27	581.23	425.26	521.24	524.84
		δ_{u0} (cm)	11.03	12.83	13.52	12.98	16.08
		P_u (tf)	577.27	581.23	425.26	521.24	524.84
		P_s (tf)	763.56	763.56	1066.04	1364.80	1364.80
		P_{s0} (tf)	657.08	710.32	978.93	1264.82	1314.81
地震時 保有 水平耐力		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型	
破壊形態の判定		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型	
地震時保有水平耐力		P_a (tf)	577.27	581.23	425.26	521.24	524.84
許容塑性率		μ_a	1.267	1.721	1.294	1.332	1.971
設計水平震度		k_{hc}	0.85	1.66	0.85	0.85	1.75
等価水平震度		k_{he}	0.69	1.06	0.67	0.66	1.02
等価重量		W (tf)	386.08	366.08	370.70	380.74	380.74
地震時慣性力			266.40	409.25	248.37	251.29	388.36
判定			OK	OK	OK	OK	OK
応答塑性率		μ_R	0.66	1.11	0.77	0.69	1.31
残留変位補正係数		C_R	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
残留変位		δ_R (cm)	0.000	0.399	0.000	0.000	1.201
許容残留変位		δ_{Ra} (cm)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
判定			OK	OK	OK	OK	OK

3.3.2 矩形単柱橋脚に関する比較

規準の全体像を把握し、その比較を行うために、ある特定の場所に、指定する機能を有する構造物の設計を行った。設計対象は、3.3.1と同様に、阪神高速道路公団3号線神戸線の標準的な下部構造形式とし、上部構造反力（死荷重反力）と基本形状寸法を設定した。

(1) 検討条件

a) 形状寸法

柱断面は矩形とした。今回の検討では、橋軸方向の寸法は一定（2.2 m）とし、橋軸直角方向の幅について比較した。基本形状寸法は図-3.2.1に示す通りである。

b) 使用材料および強度

■コンクリート	設計基準強度	$f_c = 270$	kgf/cm^2
	最大粗骨材寸法	20	mm
■鉄筋	引張降伏強度	$f_y = 3000$	kgf/cm^2

c) 上部構造反力 630 tf

d) 地盤・基礎条件

地盤は、Ⅱ種地盤相当とする。

基礎は杭基礎とするが、本検討においては、既往の設計例を参考に設定した。

基礎のばね評価の方法については各規準に従うものとするが、AASHTOについては、JR規準と同じとした。

e) 橋の重要度

橋の重要度については、各規準における最上級のものとした。

f) 建設地点

国内規準については阪神地域とし、AASHTOについてはカリフォルニア州とした。

g) 配筋細目

軸方向鉄筋の配筋細目は下記の通りとし、その他は各規準に従う。

最大鉄筋径	D32
最大鉄筋段数	2段

(2) 試算結果

表-3.3.6に設計結果のまとめを、表-3.3.7に断面寸法および配筋の詳細を示す。各基準の断面寸法ならびに断面配筋に関する決定根拠を整理すると、表-3.3.8のとおりである。

表-3.3.8 各基準の試算断面決定根拠

	鉄道構造物等設計標準	道路橋示方書	AASHTO
柱断面寸法	橋軸方向の断面力Mdが、降伏耐力My以下であることの照査	橋軸方向曲げ耐力の照査	橋軸方向曲げ耐力の照査
帯鉄筋量	じん性率8を確保する鉄筋量	注) 横拘束筋の径をD22として、体積比の上限値である1.8%以下	一般部：せん断力の照査 塑性ヒンジ部：耐震細目

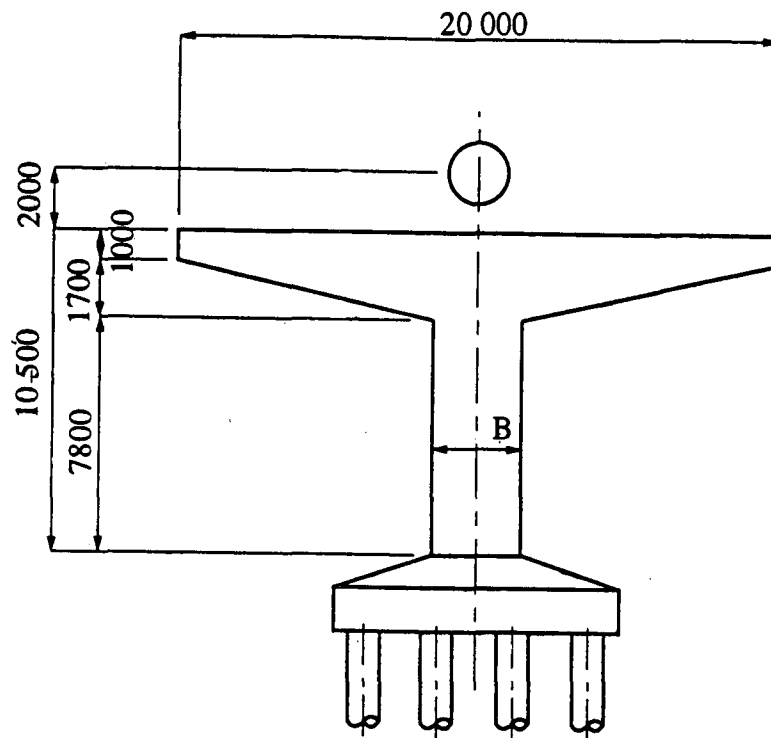
注) 規定されている制限値いっばいに帯鉄筋量を配筋することで、許容塑性率を大きくし、地震時慣性力を小さくすることで、柱断面寸法をできる限り小さくした。

(3) 照査

道路橋示方書による地震時保有水平耐力の照査による結果を表-3.3.9、3.3.10に示す。

(4) 考察

試算の結果、各基準とも橋軸方向の曲げ耐力を確保することから断面が決定されているが、表-3.3.7に示すように、鉄道構造物等設計標準による断面が最も小さくなり、道路橋示方書、AASHTOの順で断面



橋脚の橋軸直角方向の幅 B：試設計によって決定する

図-3.3.2 矩形単柱橋脚形状寸法図

が大きくなった。これら断面形状の違いは、主に下記の2点が理由として考えられる。

a) 安全係数の違い

円柱単柱橋脚の試設計でも述べたが、各基準で安全係数の取り方が異なっている。鉄道構造物等設計標準および AASHTO においては、曲げ耐力算定時に各々下記のような安全係数を考慮することと規定されている。

鉄道構造物等設計標準：材料係数、部材係数、構造物係数を考慮して曲げ耐力を算出
 AASHTO : 強度低減係数を考慮して曲げ耐力を算出

一方、道路橋示方書では、曲げ耐力算定時に安全係数は考慮していないが、許容塑性率算出に橋の種別および地震動のタイプによる安全係数を考慮している。この安全係数は終局変位に対するものであり、残留変位に望ましくない影響が生じることを制限するためのものである。この安全係数により、許容塑性率が安全側に設定されるため、地震時水平震度が大きくなり、結果的に柱断面も大きくなることとなる。以上より、各基準とも安全係数は考慮されているものの、曲げ耐力の算定時、地震時慣性力の算出時と考慮する方法やその値自体が異なるため、断面形状に差がでるものと考えられる。

b) 設計地震力の違い

各基準とも、想定地震に対して変形能力（エネルギー吸収能）で外力を低減するといった耐震設計法を採用している。したがって、じん性率の違いは直接設計地震力の違いにつながるため、断面形状の決定に大きく影響することとなる。矩形単柱橋脚の試設計において使用している各基準のじん性率は、下記のとおりである。

鉄道構造物等設計標準：大規模地震における部材じん性率を8程度としている
 道路橋示方書 : じん性率に対する規定はないが、計算結果より4程度である
 AASHTO : じん性に起因する荷重の低減が、単柱橋脚で1/3である（じん性率5相当）

したがって、鉄道構造物等設計標準が最も大きなエネルギー吸収能を期待した設計となっていることから、鉄道構造物等設計標準、AASHTO、道路橋示方書の順で設計地震力が大きくなる。

その他に、日本とアメリカといった地域・地盤が異なることにより、設計に使用する想定地震が異なることや、AASHTO では、検討方向のみでなくその直角方向に作用する地震力を3割考慮するなど、各基準

で考えられている設計地震力には大きな違いがあると考えられる。

今回の試設計で得られた断面形状の違いは、主に上記の2点に起因すると考えられるが、安全係数の違いのみにより得られた円柱単柱橋脚断面の結果を踏まえると、主要因は、じん性率の差であると考えられる。その理由として、鉄道構造物等設計標準と道路橋示方書の断面を比較すると、じん性率を4として設計した前者の円柱単柱橋脚断面は、後者の断面を上回っていたが、矩形単柱橋脚でじん性率を8とするとその関係は逆転している。これは、じん性率の設定を変えることで、安全係数による影響以上の設計荷重の変化があったと考えるのが自然である。現在の鉄道構造物等設計標準では、「大規模地震の部材じん性率を8以下とする」といった規定しかなく、道路橋示方書のように残留変位による絶対変位量の照査項目やAASHTOのように構造物別のじん性率の規定がないため、具体的な値の設定は、設計者に委ねられている。したがって、今回の試設計のようにじん性率を最大値である8とすると、他基準より断面および軸方向・せん断補強鉄筋量が小さく設計され、道路橋示方書と同様な残留変位量の照査を試みると、じん性率を3～4程度に制限することに匹敵し、断面も道路橋示方書の場合に近くなると考えられる。どちらにしても現行の鉄道基準に準拠した設計となるが、設計者により統一した設計結果が得られないといったところが特徴的である。

また、じん性率が最も小さい道路橋示方書の断面より、AASHTOの断面の方が大きくなったことは、先に述べたような地域・地盤の違いやAASHTO特有の設計地震力の割増しなどが影響しているものと考えられる。

道路橋示方書による保有水平耐力の照査については、表-3.3.9に示すように鉄道構造物等設計標準による断面が耐力、変形性能とも許容値を満足しない結果となっている。これは、鉄道構造物等設計標準に準拠して設計じん性率を8として設計した場合と道路橋示方書に準拠して設計した場合の許容塑性率3.8とで設計地震力に大きな違いが生じるからである。また、当然の結果ながら断面の大きいAASHTOに関しては、かなり余裕のある設計となっている。

また、橋軸直角方向に関しては、橋軸方向と同様の結果が得られている。

表-3.3.6 試験設計結果のまとめ (矩形単柱橋脚)

	鉄道構造物等設計標準	道路橋示方書	AASTHO
<p>・配筋細目 鉄筋かぶり 鉄筋あき 最小鋼材量</p>	<p>1. 配筋細目 (1) 鉄筋のかぶり 部材最外縁から軸方向主鉄筋中心までの距離 (L1) $L1 = c + \phi 1 + 1/2 \phi 2$ = 50 mm + 16 mm + 16 mm = 82 mm → 90 mm を採用 基準の純かぶり: c = 50 mm 帯鉄筋直径: $\phi 1$, 主鉄筋直径: $\phi 2$ (2) 軸方向主鉄筋のあき (鉄筋中心間隔: L2) $L2 = 1.5 \phi 2 + \phi 2 = 80 \text{ mm} \rightarrow 85.9 \text{ mm}$ (84.2 mm) (3) 軸方向主鉄筋比 (ρ) 約合鉄筋比の 75% 以下 $\rho_{\text{max}} = 3.2\% > \text{実配筋} = 0.8\%$ (0.7%) (4) せん断補強鉄筋量 ・ 韌性率 8 を確保する鉄筋量 $\rho_{s1} = 0.15\%$ ・ 耐震構造細目 (柱下端から 2D 区間) 規定量 $\rho_{s2} = 0.20\% < \text{実配筋} = 0.45\%$ (0.52%) ・ ビッチ (柱下端から 2D 区間) D/4 から 10 cm 以下 ・ 断面 1m 以上は、中間帯鉄筋が必要 2. 終局限界状態の検討 (1) 安全係数 ・ 材料係数 コンクリート: $\gamma_c = 1.30$ 鉄筋: $\gamma_s = 1.00$ ・ 部材係数 せん断耐力 コンクリート: $\gamma_b = 1.30$ 鉄筋: $\gamma_b = 1.15$ ・ 構造物係数: $\gamma_i = 1.20$ (2) 曲げ耐力の算出 (Mud) Mud = 4341 tfm (4885 tfm) Myd = 4027 tfm (4445 tfm) ・ 断面の縦ひずみは中立軸からの距離に比例する。 ・ コンクリートの終局ひずみを 0.0035 ・ コンクリートの線圧縮応力度を $0.85 f'_c$ として、高さ 0.8x に均一に分布する長方形等価応力ブロックとする (x: 圧縮線から中立軸までの距離)。 (3) 曲げに対する安全性の照査 $\gamma_i \cdot Md / Myd = 1.0 < 1.0$ Md: 設計曲げモーメント (4027 tfm) (4) せん断耐力 (Vyd), 安全性の照査 Vyd = Vcd + Vsd = 183 + 538 = 721 tf (= 173 + 615 = 788 tf) Vcd: コンクリートが負担するせん断力 Vsd: 鉄筋が負担するせん断力 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd = 0.516 < 1.0$ (0.471 < 1.0) (5) 締め圧縮耐力 (Vcwd), 安全性の照査 Vcwd = 2293 tf (2309 tf) $\gamma_i \cdot Vd / Vcwd = 0.162 < 1.0$ (0.162 < 1.0) Vd: 設計せん断力 (371 tf) 3. 韌性率 $\mu = \delta y / \delta u = 9.25 > 8$ (9.55)</p>	<p>1. 配筋細目 (1) 鉄筋のかぶり 部材最外縁から軸方向主鉄筋中心までの距離 (L1) $L1 = c + 2 \times \phi 1 + 1/2 \phi 2$ = 70 mm + 2 × 22 mm + 16 mm = 130 mm → 130 mm を採用 帯鉄筋直径: $\phi 1$, 主鉄筋直径: $\phi 2$ 注) c は、大気中 40 mm, 土中 70 mm と規定。 (2) 軸方向主鉄筋のあき (鉄筋中心間隔: L2) $L2 = \text{max} (40 \text{ mm}, 4/3 G_{\text{max}}, 1.5 \phi 2) + \phi 2$ = max (40 mm, 27 mm, 48 mm) + 32 mm = 80 mm → 橋軸方向 81 mm, 直角方向 81 mm (3) 軸方向主鉄筋比 ・ 部材の全断面積の 6% 以下 実配筋: 1.6% ・ 計算に必要なコンクリート断面積 A' の 0.8% 以上 実配筋: 1.6% (4) 帯鉄筋 (せん断補強鉄筋, 横拘束筋) 鉄筋最小径: D13 最大ビッチ: 15 cm 中間帯鉄筋 (横拘束筋) の配置間隔: 1m 以内 (体積比 1.8% 以下: $\rho_s = \frac{4A_s}{s \cdot d} = 0.016 = 0.018 \rightarrow D22 @ 150$) 2. 終局限界状態の検討 計算は、地震時保水平耐力法による。 (断面の決定されるタイプ II 地震時の値を示す) (1) 曲げに対する照査 ・ 初降伏モーメント (Myo) 橋軸方向 Myo = 4388 tfm 直角方向 Myo = 5541 tfm ・ 曲げ耐力 = 終局モーメント (Mu) 橋軸方向 Mu = 5485 tfm 直角方向 Mu = 7473 tfm (2) せん断に対する照査 ・ せん断耐力 (Ps) 橋軸方向 Ps = Sc + Ss = 222 + 957 = 1179 tf 直角方向 Ps = Sc + Ss = 195 + 1143 = 1338 tf Sc: 3/4h が負担するせん断力 $\tau_c = 3.6 \text{ kg/cm}^2$ Ss: 鉄筋が負担するせん断力 $\sigma_{sy} = 3000 \text{ kg/cm}^2$ (3) 残留変位 ・ 残留変位 (δr) 橋軸方向 $\delta r = 9.2 \text{ cm} < \delta a = h/100 = 10.5 \text{ cm}$ 直角方向 $\delta r = 7.3 \text{ cm} < \delta a = h/100 = 12.5 \text{ cm}$ (4) 破壊形態の判定 橋軸方向 Pu = 522 tf < Ps = 1179 tf 曲げ破壊先行型 直角方向 Pu = 598 tf < Ps = 1338 tf 曲げ破壊先行型 3. 許容応力度法による安全性の検討 (1) 検討用断面力 橋軸方向: M = 2319 tf·m, N = 976 tf, S = 247 tf 橋軸直角: M = 2639 tf·m, N = 976 tf, S = 247 tf (2) 応力度の照査 橋軸方向: $\sigma_c = 88 \text{ kgf/cm}^2 < 135 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 1589 \text{ kgf/cm}^2 < 2700 \text{ kgf/cm}^2$ $\tau_m = 4.0 \text{ kgf/cm}^2 < 6.3 \text{ kgf/cm}^2$ 橋軸直角: $\sigma_c = 83 \text{ kgf/cm}^2 < 135 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 1685 \text{ kgf/cm}^2 < 2700 \text{ kgf/cm}^2$ $\tau_m = 4.0 \text{ kgf/cm}^2 < 6.3 \text{ kgf/cm}^2$</p>	<p>1. 配筋細目 (1) 鉄筋のかぶり 部材最外縁から軸方向主鉄筋中心までの距離 (L1) $L1 = c + \phi 1 + 1/2 \phi 2$ = 38 mm + 19 mm + 16 mm = 73 mm → 75 mm を採用 帯鉄筋直径: $\phi 1$, 主鉄筋直径: $\phi 2$ 基準の純かぶり: 土中および風雨にさらされる場合 主鉄筋 c = 50 mm, 帯鉄筋 c = 38 mm (2) 軸方向主鉄筋のあき (鉄筋中心間隔: L2) $L2 = \text{max} (1.5 \phi 2, 1.5 G_{\text{max}}, 1.5 \text{in}) + \phi 2$ = max (48 mm, 30 mm, 38 mm) + 32 mm = 80 mm 橋軸方向: 81.25 mm, 橋軸直角方向: 85.4 mm (3) 最小鉄筋径 ・ 軸方向鉄筋 $\phi \geq \#5$ (D = 15.625 mm) \approx D16 (D = 15.9 mm) ・ 帯鉄筋 軸方向鉄筋 $\leq \#10$ (\approx D32) の場合 : 帯鉄筋 $\geq \#3$ (\approx D10) 軸方向鉄筋 $\geq \#11$ (\approx D35) の場合 : 帯鉄筋 $\geq \#4$ (\approx D13) (4) 軸方向鉄筋比 実配置鉄筋比 $\rho = 2.6\%$ 基準値 $1\% \leq \rho \leq 6\%$ (5) せん断補強鉄筋量 最小鉄筋量: Avmin Avmin = 60 · bw · s / fy (psi, in) = 0.9 cm² < 実配筋 5.73 cm² (橋軸方向) = 0.6 cm² < 実配筋 5.73 cm² (橋軸直角) (6) 塑性ヒンジ範囲の帯鉄筋量 Ash = 0.12 · a · hc · $\frac{f'_c}{f_y h}$ = 35.4 cm² < 実配筋 37.2 cm² (橋軸方向) Ash = 0.12 × 10.0 × 208 × $\frac{270}{3000}$ = 22.5 cm² < 実配筋 25.8 cm² (橋軸直角) 2. 終局限界状態の検討 (1) 強度割増し係数 ・ 曲げ $\phi 1 = 0.832$ ($\sigma_c = 0.2 f'_c$: $\phi = 0.5$, $\sigma_c = 0$: $\phi = 0.9$) ・ せん断 $\phi 2 = 0.85$ (2) 曲げに対する安全性の照査 Mu $\geq \phi 1 M_n$ = 0.832 × 6267 = 5240 tf·m > 5238 tf·m (橋軸方向) = 0.832 × 8767 = 7320 tf·m > 5809 tf·m (橋軸直角) (3) せん断耐力に対する安全性の検討 ・ 一般部 (D19@140) Vu $\geq \phi 2 V_n$ = 0.85 × 960 = 816 tf > 777 tf (橋軸方向) = 0.85 × 1402 = 1192 tf > 912 tf (橋軸直角) ・ 塑性ヒンジ部 (D19@100 ← 最小帯鉄筋量より) Vu $\geq \phi 2 V_n$ = 0.85 × 1429 = 1215 tf > 777 tf (橋軸方向) = 0.85 × 1507 = 1281 tf > 912 tf (橋軸直角)</p>

注) μ の値は、すべて橋軸直角方向を示す。

表-3.3.7 断面諸元および配筋の詳細(門柱橋脚)

<p>鉄道構造物等設計標準</p>	<p>道路橋示方書</p>	<p>AASHTO</p>
<p>鉄筋の段落としては行わない</p>	<p>鉄筋の段落としては行わない</p>	<p>塑性ヒンジ部(下端から3.4m区間)</p>
<p>軸方向鉄筋鉄筋比 (P=3.11%) 帯鉄筋 { 鉄筋比 w=0.44% : 橋軸方向 w=1.04% : 橋軸直角 }</p> <p>最外縁 D32-76 本 (@80.0) 最外縁 D19-ctc100</p> <p>2段目 D32-36 本 1段目軸方向鉄筋芯かぶり:90mm</p> <p>計 D32-112 本</p> <p><軸方向鉄筋比算出></p> $P = \frac{A_s}{b \cdot h} \times 100$ <p>ここに、A_s : 軸方向鉄筋断面積 b : 柱幅 h : 柱高</p>	<p>軸方向鉄筋鉄筋比 (P=3.03%) 帯鉄筋 { 鉄筋比 w=0.86% : 橋軸方向 w=0.70% : 橋軸直角 }</p> <p>最外縁 D32-78 本 (@82.1) 最外縁 D22-ctc150</p> <p>2段目 D32-48 本 2段目 D22-ctc150</p> <p>計 D32-126 本 1段目軸方向鉄筋芯かぶり:130mm</p> <p><帯鉄筋比算出式> ここに、A_w : 帯鉄筋断面積</p> $W = \frac{A_w}{b \cdot a} \times 100$ <p>b : 矩形断面積 a : 帯鉄筋間隔 A_w : には中間帯鉄筋を含む。</p>	<p>軸方向鉄筋鉄筋比 (P=3.0%) 帯鉄筋 { 鉄筋比 w=1.04% : 橋軸方向 w=1.10% : 橋軸直角 }</p> <p>最外縁 D32-86 本 (@81.6) 最外縁 D19-ctc130</p> <p>2段目 D32-56 本 2段目 D19-ctc130</p> <p>計 D32-142 本 1段目軸方向鉄筋芯かぶり:75mm</p>

表-3.3.9 道路橋示方書（平成8年版）による地震時保有水平耐力および変形性能の照査（矩形単柱橋脚 橋軸方向）

		鉄道構造物等設計標準		道路橋示方書		AASHTO	
		D32-102本, 94本		D32-116本, 108本		D32-128本, 120本	
		D19@100		D22@150		D19@100	
		タイプI地震動		タイプI地震動		タイプI地震動	
		タイプII地震動		タイプII地震動		タイプII地震動	
断面寸法		2500×2200	3000×2200	3000×2200	3400×2200		
軸方向鉄筋		D32-102本, 94本	D32-116本, 108本	D32-116本, 108本	D32-128本, 120本		
帯鉄筋		D19@100	D22@150	D22@150	D19@100		
水平力～ 水平変位 の関係	ひびわれ時	91.26	101.37	101.37	114.75		
		0.45	0.42	0.42	0.41		
	初降伏時	360.24	417.95	417.95	487.40		
		3.85	3.94	3.94	3.75		
	終局時	456.75	522.05	522.05	615.44		
		14.77	16.04	16.04	18.33		
地震時 保有 水平耐力	終局水平耐力	456.75	522.05	522.05	615.44		
	せん断耐力	1161.77	1123.26	1123.26	859.13		
		1067.99	1234.47	1234.47	987.23		
	破壊形態の判定	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型		
	地震時保有水平耐力 P_a (tf)	456.75	522.05	522.05	615.44		
	許容塑性率 μ_a	1.675	1.753	1.753	1.957		
地震時 慣性力	設計水平震度 k_{hc}	0.85	0.85	0.85	0.85		
	等価水平震度 k_{he}	0.55	0.54	0.54	0.50		
	等価重量 W (tf)	791.22	803.11	803.11	812.63		
	地震時慣性力	435.17	433.68	433.68	406.31		
	判定	OK	OK	OK	OK		
	応答塑性率 μ_R	1.58	1.35	1.35	1.13		
	残留変位補正係数 C_R	0.600	0.600	0.600	0.600		
残留変位	残留変位	1.710	1.048	1.048	0.369		
	許容残留変位 δ_{Ra} (cm)	10.500	10.500	10.500	10.500		
	判定	OK	OK	OK	OK		

表-3.3.10 道路橋示方書（平成8年版）による地震時保有水平耐力および変形性能の照査（矩形単柱橋脚 橋軸直角方向）

		鉄道構造物等設計標準		道路橋示方書		AASHTO	
		2500×2200		3000×2200		3400×2200	
		D32-102本, 94本		D32-116本, 108本		D32-128本, 120本	
断面寸法		D19@100		D22@150		D19@100	
軸方向鉄筋		D19@100		D22@150		D19@100	
帯鉄筋		D19@100		D22@150		D19@100	
		タイプI地震動		タイプII地震動		タイプI地震動	
		タイプII地震動		タイプII地震動		タイプII地震動	
水平力～ 水平変位 の関係	ひびわれ時	P_c (tf)	85.07	85.07	113.67	113.67	142.39
	初降伏時	δ_c (cm)	0.56	0.56	0.44	0.44	0.37
		P_{y0} (tf)	321.60	321.60	443.32	443.32	556.43
	終局時	δ_{y0} (cm)	4.77	4.77	3.98	3.98	3.35
		P_u (tf)	429.50	429.94	596.95	597.83	780.31
地震時 保有 水平耐力	終局水平耐力	δ_{u0} (cm)	17.75	31.29	16.19	28.65	16.56
		P_u (tf)	429.50	428.03	596.95	597.83	780.31
	せん断耐力	P_s (tf)	1285.04	914.65	1289.35	1338.13	1212.58
		P_{s0} (tf)	1195.62	959.36	1386.91	1386.91	1319.61
	破壊形態の判定		曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時 慣性力	地震時保有水平耐力 P_a (tf)		429.50	429.94	596.95	597.83	780.31
	許容塑性率 μ_a		1.595	3.601	1.675	3.896	1.842
	設計水平震度 k_{hc}		0.85	1.75	0.85	1.75	0.85
	等価水平震度 k_{he}		0.57	0.70	0.55	0.67	0.52
	等価重量 W (tf)		791.22	791.22	803.11	803.11	812.63
残留変位	地震時慣性力		451.00	553.85	441.71	538.09	422.57
	判定		OUT	OUT	OK	OK	OK
	応答塑性率 μ_R		1.73	5.69	1.154	3.263	0.89
	残留変位補正係数 C_R		0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
	残留変位 δ_R (cm)		2.778	17.946	0.494	7.280	0.000
許容残留変位 δ_{Ra} (cm)		12.500	12.500	12.500	12.50	12.500	
判定		OK	OUT	OK	OK	OK	

3.3.3 RCラーメン橋脚に関する比較

(1) 検討条件

a) 形状寸法

図-3.3.3に基本形状寸法を示す。

b) 配筋細目

軸方向鉄筋の配筋細目は下記の通りとし、その他は各規準に従う。

- (最大) 鉄筋径 D32
- (最大) 鉄筋段数 B \geq 2.0 m 2 段
- B < 2.0 m 1.5 段

c) その他

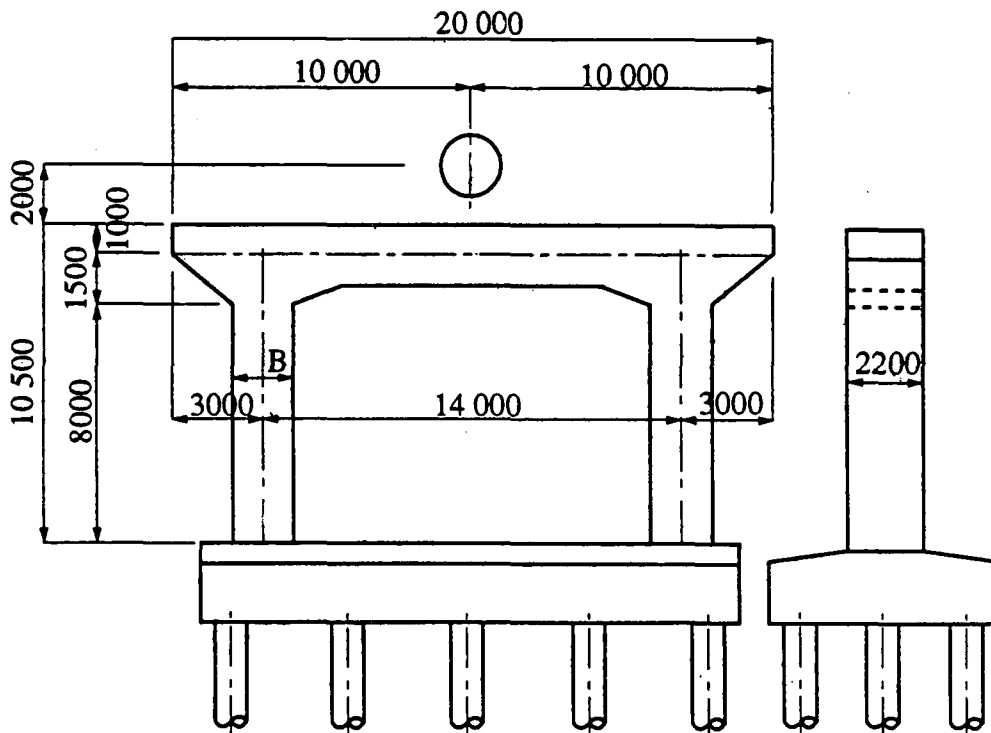
その他の条件は、3.3.2(1)と同じとする。

(2) 試算結果

表-3.3.11に設計結果のまとめを、表-3.3.12に断面寸法および配筋の詳細を示す。また、断面形状、帯鉄筋量の決定根拠は、矩形単柱橋脚と同様である。

(3) 照査

道路橋示方書による地震時保有水平耐力の照査による結果を表-3.3.13、3.3.14に示す。



橋脚の橋軸直角方向の幅 B：試設計によって決定する

図-3.3.3 RCラーメン橋脚形状寸法図

(4) 考察

RCラーメン橋脚の試算においても各基準とも橋軸方向の検討にて断面が決まっているため、試算結果としては矩形単柱橋脚の結果と同様の傾向となる。よって、すべての基準で橋軸直角方向がクリティカルとならないことから、RCラーメン橋脚として特筆するべき点はない。

表-3.3.11 試設計結果のまとめ (門柱橋脚)

	鉄道構造物等設計標準	道路橋示方書	AASHTO
<ul style="list-style-type: none"> ・配筋細目 ・鉄筋かぶり ・鉄筋あき ・最小鋼材量 	<p>1. 配筋細目</p> <p>(1) 鉄筋のかぶり 部材最外縁から軸方向主鉄筋中心までの距離 (L1) $L1 = c + \phi 1 + 1/2 \phi 2$ = 50 mm + 16 mm + 16 mm = 82 mm → 90 mm を採用</p> <p>基準の純かぶり: c = 50 mm 帯鉄筋直径: $\phi 1$, 主鉄筋直径: $\phi 2$</p> <p>(2) 軸方向主鉄筋のあき (鉄筋中心間隔: L2) $L2 = 1.5 \phi 2 + \phi 2 = 80 \text{ mm} \rightarrow 80.0 \text{ mm}$ (84.2 mm)</p> <p>(3) 軸方向主鉄筋比 (ρ) 約合鉄筋比の 75% 以下 $\rho_{max} = 3.2\% > \rho_{実配筋} = 0.8\%$ (0.9%)</p> <p>(4) セン断補強鉄筋量 ・ 靱性率 8 を確保する鉄筋量 $\rho_{s1} = 0.15\%$ ・ 耐震構造細目 (柱下端から 2 D 区間) 規定量 $\rho_{s2} = 0.20\% < \rho_{実配筋} = 0.44\%$ (1.04%) ・ ピッチ (柱下端から 2 D 区間) D/4 かつ 10 cm 以下 ・ 断面 1m 以上は, 中間帯鉄筋が必要</p> <p>(5) 終局限界状態の検討</p> <p>(1) 安全係数</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 材料係数 コンクリート: $\gamma_c = 1.30$ 鉄筋: $\gamma_s = 1.00$ ・ 部材係数 曲げ耐力: $\gamma_b = 1.15$ せん断耐力 コンクリート: $\gamma_b = 1.30$ 鉄筋: $\gamma_b = 1.15$ ・ 構造物係数: $\gamma_i = 1.20$ <p>(2) 曲げ耐力の算出 (Mud) Mud = 2406 tfm (1440 tfm) Myd = 2213 tfm (1373 tfm)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 断面の維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 ・ コンクリートの終局ひずみを 0.0035 ・ コンクリートの縦圧縮応力度を $0.85 f'_c$ として, 高さ $0.8x$ に均一に分布する長方形等価応力ブロックとする (x: 圧縮線から中立軸までの距離)。 <p>(3) 曲げに対する安全性の照査 $\gamma_i \cdot M_d / Myd = 1.0 < 1.0$ Md: 設計曲げモーメント (2212 tfm)</p> <p>(4) セン断耐力 (Vyd), 安全性の照査 Vyd = Vcd + Vsd = 95.9 + 269 = 365 tf (= 118 + 618 = 736 tf) Vcd: コンクリートが負担するせん断力 Vsd: 鉄筋が負担するせん断力</p> <p>(5) 締め圧縮耐力 (Vcwd), 安全性の照査 Vcwd = 1192 tf (1160 tf) $\gamma_i \cdot V_d / V_{cwd} = 0.175 < 1.0$ (0.290 < 1.0)</p> <p>3. 靱性率 $\mu = \delta y / \delta u = 8.1 > 8$ (11.0)</p> <p>注) かつ内の値は, すべて橋軸直角方向を示す。</p>	<p>1. 配筋細目</p> <p>(1) 鉄筋のかぶり 部材最外縁から軸方向主鉄筋中心までの距離 (L1) $L1 = c + 2 \times \phi 1 + 1/2 \phi 2$ = 70 mm + 2 × 22 mm + 16 mm = 130 mm → 130 mm を採用</p> <p>帯鉄筋直径: $\phi 1$, 主鉄筋直径: $\phi 2$ 注) c は, 大気中 40 mm, 土中 70 mm と規定。</p> <p>(2) 軸方向主鉄筋のあき (鉄筋中心間隔: L2) $L2 = \max(40 \text{ mm}, 4/3 G_{max}, 1.5 \phi 2) + \phi 2$ = max (40 mm, 27 mm, 46 mm) + 32 mm = 80 mm → 橋軸方向 81 mm, 直角方向 83 mm</p> <p>(3) 軸方向主鉄筋比 ・ 計算上必要なコンクリート断面積 A' の 0.8% 以上 実配筋: 1.8%</p> <p>(4) 帯鉄筋 (せん断補強鉄筋, 横拘束筋) 帯鉄筋最小径: D13 最大ピッチ: 15 cm 中間帯鉄筋 (縦拘束筋) の配筋間隔: 1m 以内 (体積比 1.8% 以下: $\rho_s = 4A_{sL} / (D \cdot s) = 0.016 \leq 0.018 \rightarrow D22 @ 150$)</p> <p>2. 終局限界状態の検討 計算は, 地震時保有水平耐力法による。 (断面の決定されるタイプ II 地震時の値を示す)</p> <p>(1) 曲げに対する照査 ・ 初降伏モーメント (Myo) 橋軸方向 Myo = 2235 tfm 直角方向 Myo = 844 tfm ・ 曲げ耐力 = 終局モーメント (Mu) 橋軸方向 Mu = 2929 tfm 直角方向 Mu = 1062 tfm</p> <p>(2) セン断に対する照査 ・ セン断耐力 (Ps) 橋軸方向 $P_s = S_c + S_s = 111 + 683 = 794 \text{ tf}$ 直角方向 $P_s = S_c + S_s = 192 + 871 = 1063 \text{ tf}$ Sc: 圧力-引張りが負担するせん断力 $\tau_c = 3.6 \text{ kg/cm}^2$ Ss: 鉄筋が負担するせん断力 $\sigma_{sy} = 3000 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>(3) 残留変位 ・ 残留変位 (δ_r) 橋軸方向 $\delta_r = 8.6 \text{ cm} < \delta_a = h/100 = 10.5 \text{ cm}$ 直角方向 $\delta_r = 0.9 \text{ cm} < \delta_a = h/100 = 12.5 \text{ cm}$</p> <p>(4) 破壊形態の判定 橋軸方向 Pu = 279 tf < Ps = 794 tf 曲げ破壊先行型 直角方向 Pu = 781 tf < Ps = 1063 tf 曲げ破壊先行型</p> <p>3. 許容応力度法による安全性の検討 (1) 検討用断面 橋軸方向: M = 1177 tf·m, N = 502 tf, S = 126 tf 橋軸直角: M = 528 tf·m, N = 632 tf, S = 139 tf</p> <p>(2) 応力度の照査 橋軸方向: $\sigma_c = 93 \text{ kgf/cm}^2 < 135 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 1747 \text{ kgf/cm}^2 < 2700 \text{ kgf/cm}^2$ $\tau_m = 4.1 \text{ kgf/cm}^2 < 6.3 \text{ kgf/cm}^2$ 橋軸直角: $\sigma_c = 64 \text{ kgf/cm}^2 < 135 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 807 \text{ kgf/cm}^2 < 2700 \text{ kgf/cm}^2$ $\tau_m = 4.7 \text{ kgf/cm}^2 < 6.3 \text{ kgf/cm}^2$</p>	<p>1. 配筋細目</p> <p>(1) 鉄筋のかぶり 部材最外縁から軸方向主鉄筋中心までの距離 (L1) $L1 = c + \phi 1 + 1/2 \phi 2$ = 38 mm + 19 mm + 16 mm = 73 mm → 75 mm を採用</p> <p>帯鉄筋直径: $\phi 1$, 主鉄筋直径: $\phi 2$ 基準の純かぶり: 土中および風雨にさらされる場合 主鉄筋 c = 50 mm, 帯鉄筋 c = 38 mm</p> <p>(2) 軸方向主鉄筋のあき (鉄筋中心間隔: L2) $L2 = \max(1.5 \phi 2, 1.5 G_{max}, 1.5 \text{ in}) + \phi 2$ = max (48 mm, 30 mm, 38 mm) + 32 mm = 80 mm 橋軸方向: 81.6 mm, 橋軸直角方向: 85.4 mm</p> <p>(3) 最小鉄筋径 ・ 軸方向鉄筋 $\phi \geq \#5$ (D = 15.625 mm) \approx D16 (D = 15.9 mm)</p> <p>軸方向鉄筋 $\leq \#10$ (\approx D32) の場合 : 帯鉄筋 $\geq \#8$ (\approx D10)</p> <p>軸方向鉄筋 $\geq \#11$ (\approx D36) の場合 : 帯鉄筋 $\geq \#4$ (\approx D13)</p> <p>(4) 軸方向鉄筋比 実配筋鉄筋比 $\rho = 3.0\%$ 基準値 $1\% \leq \rho \leq 6\%$</p> <p>(5) セン断補強鉄筋量 最小鉄筋量: A_{vmin} A_{vmin} = 60 · b_w · s / f_y (psi, in) = 3.2 cm² < 実配筋 11.4 cm² (橋軸方向) = 4.1 cm² < 実配筋 28.7 cm² (橋軸直角)</p> <p>(6) 塑性ヒンジ範囲の帯鉄筋量 Ash = 0.12 · a · h_c · f_y = 0.12 × 13.0 × 208 × 3000 = 22.2 cm² < 実配筋 22.8 cm² (橋軸方向) Ash = 0.12 × 13.0 × 208 × 3000 = 29.2 cm² < 実配筋 31.5 cm² (橋軸直角)</p> <p>2. 終局限界状態の検討 (1) 強度割増し係数 ・ 曲げ $\phi 1 = 0.838$ ($\sigma_c = 0.2 f'_c$: $\phi = 0.5$, $\sigma_c = 0$: $\phi = 0.9$) ・ セン断 $\phi 2 = 0.85$</p> <p>(2) 曲げに対する安全性の照査 Mu $\geq \phi 1 M_n$ = 0.838 × 3042 = 2550 tf·m > 2548 tf·m (橋軸方向) = 0.838 × 2424 = 2031 tf·m > 1606 tf·m (橋軸直角)</p> <p>(3) セン断耐力に対する安全性の検討 ・ 一般部 (D19@160) Vu $\geq \phi 2 V_n$ = 0.85 × 445 = 378 tf > 377 tf (橋軸方向) = 0.85 × 945 = 803 tf > 776 tf (橋軸直角)</p> <p>・ 塑性ヒンジ部 (D19@130 ← 最小帯鉄筋量より) Vu $\geq \phi 2 V_n$ = 0.85 × 547 = 465 tf > 377 tf (橋軸方向) = 0.85 × 941 = 800 tf > 776 tf (橋軸直角)</p>

表-3.3.13 道路橋示方書（平成8年版）による地震時保有水平耐力および変形性能の照査（ラーメン橋脚 橋軸方向）

断面寸法 軸方向鉄筋 帯鉄筋	鉄道構造物等設計標準		道路橋示方書		AASHTO	
	タイプI地震動	タイプII地震動	タイプI地震動	タイプII地震動	タイプI地震動	タイプII地震動
水平力～ 水平変位 の関係	 D19@100 1300 2200 D19@100	 D19@100 1300 2200 D19@100	 D22@150 1500 2200 D22@150	 D22@150 1500 2200 D22@150	 D19@130 1700 2200 D19@130	 D19@130 1700 2200 D19@130
断面寸法	1300×2200		1500×2200		1700×2200	
軸方向鉄筋	D32-76本, 36本		D32-78本, 48本		D32-86本, 55本	
帯鉄筋	D19@100		D22@150		D19@130	
ひびわれ時	47.39	47.39	50.49	50.49	57.66	57.66
P_c (tf)	0.44	0.44	0.42	0.42	0.24	0.24
δ_c (cm)	200.42	200.42	212.89	212.89	256.10	256.10
初降伏時	3.90	3.90	4.01	4.01	3.78	3.78
P_{v0} (tf)	261.31	261.88	278.63	278.96	339.19	339.43
δ_{v0} (cm)	12.27	19.52	15.19	27.22	15.67	28.52
終局時	261.31	261.88	278.63	278.96	339.19	339.43
P_u (tf)	740.16	740.16	822.19	822.19	549.13	549.13
終局水平耐力	691.39	715.78	766.59	794.39	485.08	517.10
せん断耐力	曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型	
破壊形態の判定	曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型	
地震時保有水平耐力	261.31	261.88	278.63	278.96	339.19	339.43
P_a (tf)	1.471	2.885	1.632	3.788	1.711	4.132
許容塑性率	0.85	1.75	0.85	1.75	0.85	1.75
設計水平震度	0.61	0.80	0.56	0.68	0.55	0.65
等価水平震度	399.91	399.91	404.60	404.60	409.28	409.28
等価重量	243.94	319.93	226.57	275.13	225.11	226.03
地震時慣性力	OK	OUT	OK	OK	OK	OK
判定	1.35	4.07	1.26	3.72	1.03	2.73
応答塑性率	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
残留変位補正係数	1.057	9.396	0.824	8.576	0.078	5.185
残留変位	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50
許容残留変位	OK	OK	OK	OK	OK	OK
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表-3.3.14 道路橋示方書（平成8年版）による地震時保有水平耐力および変形性能の照査（ラーメン橋脚 橋軸直角方向）

		鉄道構造物等設計標準		道路橋示方書		AASHTO		
		D32-76本, 36本 D19@100		D32-78本, 48本 D22@150		D32-86本, 55本 D19@130		
		1300×2200		1500×2200		1700×2200		
		タイプI地震動		タイプI地震動		タイプI地震動		
		タイプII地震動		タイプII地震動		タイプII地震動		
		D19@100		D22@150		D19@130		
		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型		
		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型		曲げ破壊先行型		
水平力～ 水平変位 の関係	ひびわれ時	P_c (tf)						
	初降伏時	δ_c (cm)						
		P_{y0} (tf)	767.1	767.2	842.8	844.0	1001.3	1001.8
		δ_{y0} (cm)	4.0	4.0	4.0	3.6	4.5	4.5
	終局時	P_u (tf)	901.9	902.2	1062.4	1062.7	1155.1	1154.9
δ_{u0} (cm)		26.3	50.0	19.5	35.9	24.8	45.4	
地震時 保有 水平耐力	終局水平耐力	P_u (tf)	910.9	902.2	1062.4	1062.7	1155.1	1154.9
		P_s (tf)	1405.5	1443.9	986.9	1025.3	1479.9	1518.3
	P_{s0} (tf)	1482.3	1482.3	1063.7	1063.7	1556.6	1556.8	
地震時 慣性力	破壊形態の判定		曲げ破壊先行型	曲げ破壊先行型	曲げ破壊先行型	曲げ破壊先行型	曲げ破壊先行型	曲げ破壊先行型
	地震時保有水平耐力 P_a (tf)		901.9	902.2	1062.4	1062.7	1155.1	1154.9
	許容塑性率 μ_a		2.50	7.46	2.12	5.38	2.20	6.23
	設計水平震度 k_{hc}		0.85	1.75	0.85	1.68	0.85	1.71
	等価水平震度 k_{he}		0.42	0.47	0.47	0.54	0.45	0.51
	等価重量 W (tf)		799.2	799.8	809.1	809.1	799.6	799.6
	地震時慣性力		355.9	375.9	380.3	436.9	359.8	407.8
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK
	応答塑性率 μ_R		0.784	1.703	0.710	1.318	0.673	1.201
	残留変位補正係数 C_R							
残留変位	残留変位	δ_R (cm)	0.6	2.0	0.8	0.9	1.0	0.6
	許容残留変位	δ_{Ra} (cm)	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

3.4 コンクリート構造物および部材のじん性

3.4.1 じん性の定義

コンクリート構造物あるいは部材の塑性変形特性を論じる場合、しばしば「じん性」という言葉が用いられる。厳密な意味での「じん性」は、材料が破壊を生じるときに必要なとされる仕事量 (toughness) で定義されるものであるが、コンクリート構造物あるいは部材について、一般に「じん性」といえば、過大な荷重に対しても急激に耐力を消失することなく塑性変形が進行する性質、すなわち塑性変形能力 (ductility: 延性) を表す言葉として用いられることが多い。例えば、**図-3.4.1**

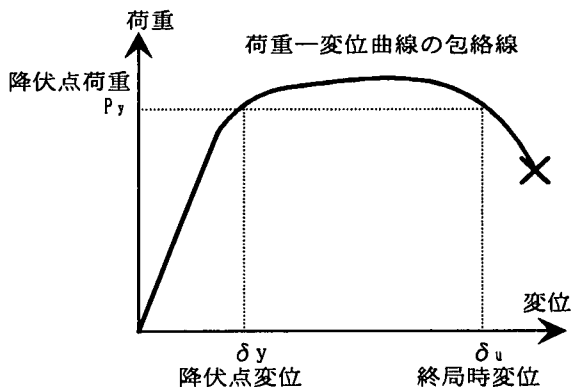


図-3.4.1 変位じん性率の考え方

に示す荷重-変位曲線の包絡線において、変位じん性率 (Deformation Ductility Factor) μ は、降伏変位 δ_y に対する終局変位 δ_u の比 ($\mu = \delta_u / \delta_y$) で定義され、これによって構造物・部材の変形能力を表そうとするものである。現行の耐震設計においても基本的にこの考え方が採用されている。

3.4.2 じん性が要求される理由

我が国の現行の耐震設計基準^{1)~3)}では、構造物の重要度やその他の条件に依存するものの、最終的に曲げ破壊する部材については、**図-3.4.2**に示すエネルギー一定則に基づいて塑性変形を許容した設計を行っている。これは、設計耐用期間に発生する確率のきわめて低い大きな地震動に対して、構造物の応答が弾性範囲内におさまるように設計したのでは非常に不経済になるためであり、そのような大地震の入力エネルギーは塑性変形によって吸収させようという考え方に基づくものである。したがって、このような考え方に基づく限り、大変形下においても構造物が崩壊することのないように十分なじん性(塑性変形能)を付与する必要性が生じ、また、じん性を確保するために種々の構造細目が規定されている。

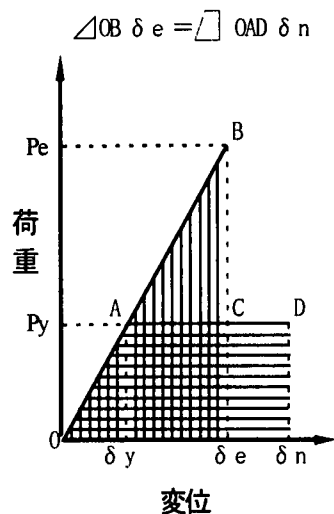


図-3.4.2 エネルギー一定則

コンクリート構造物の耐震設計法の整備が進んできた現在においては、設計で考慮される地震荷重下において新設構造物が崩壊に至ることはほとんどないといつてよい。しかしながら、耐震設計法が確立されていない数十年前に建設された構造物については、十分なじん性が付与されていないものもあり、今回の地震で数多くみられた損傷はそれを裏付ける結果となった。特に、耐震構造細目やその施工の良否が構造物のじん性に及ぼす影響には多大なものがあり、これらの関係を含めて、構造物が保有するじん性を的確に評価することが今後の重要な課題となる。

3.4.3 じん性に影響を及ぼす要因

コンクリート構造物・部材のじん性に影響を及ぼす要因は数多く挙げられるが、耐震設計の観点から代表的なものを列挙すると**表-3.4.1**のようである。

特に、構造物全体のじん性を考える場合は、応力や変形の集中、塑性ヒンジの位置とその領域等の影響も考慮しなければならない。

表-3.4.1 じん性に影響を及ぼす要因

断面設計における影響因子	載荷形式における影響因子
①軸方向主鉄筋の量	①構造形式
②横方向補強鉄筋の量 (せん断補強筋、横拘束筋、帯鉄筋)	②せん断スパン比
③作用軸力	③載荷速度
④鋼材の配置方法 (構造細目: 段落とし、中間帯鉄筋、多段配筋、フック、継手等)	④載荷繰返し回数
⑤断面の形状・寸法	⑤載荷履歴
⑥使用材料の機械的性質	
⑦鋼材の付着状況	

3.4.4 じん性を評価する指標

先述のように、コンクリート構造物・部材のじん性は、一般に塑性変形能力の大きさと表され、部材のじん性を議論するときは変位じん性率または回転角じん性率が、また断面そのもののじん性の場合には曲率じん性率が用いられる。これらのじん性率は比較的簡便に計算できることから耐震設計の分野で一般に用いられることが多い。しかしながら、地震荷重のような正負交番荷重を受ける場合には繰返しによるじん性の低下を考慮しなければならず、その場合は種々の要因による影響を考慮した実験式によって評価しなければならない。さらに、この指標を計算する場合には、構造物あるいは部材の降伏時および終局時を明確に定義しておく必要がある。例えば、終局変位が同じであっても降伏変位が異なればじん性率が異なることになり、特に円形断面のように主鉄筋が断面に一様に配筋されているような場合、どの時点を部材の降伏と考えるかを考慮した上で評価をする必要がある。たとえば、土木学会コンクリート標準示方書耐震設計編¹⁾においては、部材の降伏荷重、降伏変位および終局変位の定義が明確に示されている。

一方、コンクリート構造物・部材の損傷を合理的に評価しようとする観点から、部材が終局時までには吸収・消散することのできる総エネルギー量(エネルギー容量)に着目した研究^{4)~7)}が近年行われつつある。この考え方の特徴は、じん性率では考慮することのできない繰返し荷重作用の影響を考慮し、エネルギー容量(じん性率の終局変位に相当)を種々の要因の関数として与えようとするところに特徴がある。構造物あるいは部材のエネルギーが既知となれば、地震応答解析等による変位履歴から実吸収・消散エネルギーを算出し、両者を比較することにより安全性の検討、さらには損傷度評価が可能となる。また、変位じん性率と同様に降伏時の吸収エネルギーで除すことにより、エネルギーじん性率の考え方もできる。これらの考え方の実用化に際しては明らかにしなければならない部分が多々あるが、現時点では変位じん性と並んで代表的な考え方の一つである。

3.4.5 保有水平耐力と変形性能の照査法

鉄筋コンクリート構造物の地震時保有水平耐力の照査は、一般に、地域・地盤・振動特性、構造物の許容塑性率等を考慮した設計水平地震力に対して、構造物が有する耐力が上回ることを照査することにより行われている。また、変形性能の照査は、地震時の応答塑性率がじん性率以内におさまること、または、残留変位が許容残留変位以内におさまることを照査することにより行われる。たとえば、平成8年に改訂された土木学会コンクリート標準示方書耐震設計編¹⁾では、耐震性能2(地震後に機能が短時間で回復でき、補強を必要としない)に対する照査において、曲げ破壊モードの場合、塑性化する部材は次式を満足しなければならないとしている。

$$\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_d \leq 1.0 \quad (3.4.1)$$

ここに、 μ_{rd} : 部材の設計塑性率

μ_d : 部材の設計じん性率

γ_i : 構造物係数

部材の設計じん性率は、耐震性能に応じて求めるものであり、耐震性能2の場合、地震後に機能が短期間で回復でき、補強を必要としない状態に対応する損傷程度にとどめるよう設計じん性率を定める必要がある。したがって、地震直後に求められる構造物の機能の重要性、補修の難易度などによって設計じん性率が異なることになるが、一般には、部材じん性率より小さい値としておけばよい。

式(3.4.1)により変形性能の照査をするためには、部材じん性率を正確に評価しておくことが必要となる。しかしながら、前述のように、じん性に影響を及ぼす要因は非常に多く、何らかの実験式により評価せざるを得ないのが現状である。

既往の研究^{8)~12)}による変位じん性率の算定方法をまとめたものを表-3.4.2に示す。その算定方法を大別すれば以下の考え方に分類される。

(1) 終局変位、降伏変位それぞれを直接算定する手法

終局変位 = 柱部変位 + 軸方向鉄筋拔出とし、柱部変位の算定方法でさらに分類される。

表-3.4.2 変位じん性率算定法および評価法

有橋式	枠貝式	太田式	町田式	Park式
<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}} = \frac{\mu_{01}\delta_{y0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = f(V_y/V_c, P_r, P_w, a/d, f_w, f_{wy})$ $= 1 + 1.43(100P_r)^{-1.05} (a/d)^{0.515}$ $(V_y/V_c - 1)^{0.712} + 0.6(P_w/f_w - 2)$ <p>μ: じん性率 V_c: 単調増加荷重に対するせん断強度 V_y: 軸方向鉄筋降伏時のせん断強度 P_r: 引張鉄筋比(P>0.03の場合 P_r=0.03) a/d: せん断スパン比 P_w: せん断補強鉄筋比 f_{wy}: せん断補強鉄筋の降伏点応力度 P_w・f_{wy}<2の場合は2</p> <p>2. 単調増加荷重に対するせん断強度</p> $V_c = 0.94f_c^{1/3} (0.75 + 1.4a/d)$ $\left((100P_r)^{1/2} + (100/d)^{1/4} - 1 \right)$ <p>f_c: コンクリートの圧縮強度</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p> <p>2. δ u0, δ y0 材料のσ-ε曲線を仮定し、断面分割法により各断面の曲げモーメント-曲率関係を計算し、曲率分布の積分値から橋脚本体の水平変位を求める。</p> <p>3. δ u1, δ y1 $\delta_{u1}, \delta_{y1} = \theta \cdot H$ θ: 軸方向鉄筋拔出しによる橋脚の回転角 H: 橋脚高</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \beta_0 (1 + \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_5 + \beta_6)$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 β 0: 粗骨材の最大寸法(C_{max})と有効高(d)の影響 β 1: f (C_{max}, d) β 2: 軸方向鉄筋比(P_r)の影響 β 3: f (P_r) β 4: 帯鉄筋比(P_w)の影響 β 5: f (P_w) β 6: コンクリート強度(f_c)の影響 β 7: f (f_c) β 8: 軸方向圧縮応力度(σ₀)の影響 β 9: f (σ₀) β a: a/dの影響 β b: f (a/d) β n: ある変位段階における繰返し回数(n)の影響 = f (n)</p>	<p>1. 終局じん性率算定式</p> $\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} \right)^{0.216} P_p^{-2.16} \times e^{0.654 P_p + 0.38}$ <p>μ_u: 終局じん性率 P_p: 橋脚束筋積率(%) ε_p: 降伏時のコンクリートの最大主ひずみ ε₀: 最大応力時のコンクリート圧縮ひずみ</p> <p>ε_p = 0.5ε_b + 0.5√(ε_b² + θ²) ε_b: 圧縮鉄筋位置のコンクリートひずみで降伏時の曲率から求める θ s: せん断回転角</p> <p>2. 損傷指数</p> $D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_y} \int dE$ $= \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_s(\delta)}$ <p>δ m: 地震時の最大変位 δ u: 単調荷重の終局変位 δ y: 単調荷重の降伏変位 Q_y: 降伏荷重の計算値 E_s(δ): 変形がδの時の載荷サイクル当りの履歴消散エネルギー α, β: パラメータ</p> <p>δ_u = μδ_y δ_y = δ_f + δ_s + δ_z + δ_e μ: じん性率 δ f: 曲げ変形による変位 = f (材料定数, 断面形状, 軸力) δ b: 主鉄筋の拔出しによる変位 = f (鉄筋径・周長, ヤング係数) δ s: 塑性せん断変形による変位 = f (せん断ひび割れ角, そのアーム長) δ e: 弾性せん断変形による変位</p> <p>じん性率=終局変位/降伏変位 = f (降伏時コンクリート最大主ひずみ, 最大応力時コンクリート圧縮ひずみ, 橋脚束筋比) 損傷指数=最大応変位+履歴消散エネルギー</p>
<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \beta_0 (1 + \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_5 + \beta_6)$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 β 0: 粗骨材の最大寸法(C_{max})と有効高(d)の影響 β 1: f (C_{max}, d) β 2: 軸方向鉄筋比(P_r)の影響 β 3: f (P_r) β 4: 帯鉄筋比(P_w)の影響 β 5: f (P_w) β 6: コンクリート強度(f_c)の影響 β 7: f (f_c) β 8: 軸方向圧縮応力度(σ₀)の影響 β 9: f (σ₀) β a: a/dの影響 β b: f (a/d) β n: ある変位段階における繰返し回数(n)の影響 = f (n)</p>	<p>1. 終局じん性率算定式</p> $\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} \right)^{0.216} P_p^{-2.16} \times e^{0.654 P_p + 0.38}$ <p>μ_u: 終局じん性率 P_p: 橋脚束筋積率(%) ε_p: 降伏時のコンクリートの最大主ひずみ ε₀: 最大応力時のコンクリート圧縮ひずみ</p> <p>ε_p = 0.5ε_b + 0.5√(ε_b² + θ²) ε_b: 圧縮鉄筋位置のコンクリートひずみで降伏時の曲率から求める θ s: せん断回転角</p> <p>2. 損傷指数</p> $D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_y} \int dE$ $= \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_s(\delta)}$ <p>δ m: 地震時の最大変位 δ u: 単調荷重の終局変位 δ y: 単調荷重の降伏変位 Q_y: 降伏荷重の計算値 E_s(δ): 変形がδの時の載荷サイクル当りの履歴消散エネルギー α, β: パラメータ</p> <p>δ_u = μδ_y δ_y = δ_f + δ_s + δ_z + δ_e μ: じん性率 δ f: 曲げ変形による変位 = f (材料定数, 断面形状, 軸力) δ b: 主鉄筋の拔出しによる変位 = f (鉄筋径・周長, ヤング係数) δ s: 塑性せん断変形による変位 = f (せん断ひび割れ角, そのアーム長) δ e: 弾性せん断変形による変位</p> <p>じん性率=終局変位/降伏変位 = f (降伏時コンクリート最大主ひずみ, 最大応力時コンクリート圧縮ひずみ, 橋脚束筋比) 損傷指数=最大応変位+履歴消散エネルギー</p>
<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \beta_0 (1 + \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_5 + \beta_6)$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 β 0: 粗骨材の最大寸法(C_{max})と有効高(d)の影響 β 1: f (C_{max}, d) β 2: 軸方向鉄筋比(P_r)の影響 β 3: f (P_r) β 4: 帯鉄筋比(P_w)の影響 β 5: f (P_w) β 6: コンクリート強度(f_c)の影響 β 7: f (f_c) β 8: 軸方向圧縮応力度(σ₀)の影響 β 9: f (σ₀) β a: a/dの影響 β b: f (a/d) β n: ある変位段階における繰返し回数(n)の影響 = f (n)</p>	<p>1. 終局じん性率算定式</p> $\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} \right)^{0.216} P_p^{-2.16} \times e^{0.654 P_p + 0.38}$ <p>μ_u: 終局じん性率 P_p: 橋脚束筋積率(%) ε_p: 降伏時のコンクリートの最大主ひずみ ε₀: 最大応力時のコンクリート圧縮ひずみ</p> <p>ε_p = 0.5ε_b + 0.5√(ε_b² + θ²) ε_b: 圧縮鉄筋位置のコンクリートひずみで降伏時の曲率から求める θ s: せん断回転角</p> <p>2. 損傷指数</p> $D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_y} \int dE$ $= \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_s(\delta)}$ <p>δ m: 地震時の最大変位 δ u: 単調荷重の終局変位 δ y: 単調荷重の降伏変位 Q_y: 降伏荷重の計算値 E_s(δ): 変形がδの時の載荷サイクル当りの履歴消散エネルギー α, β: パラメータ</p> <p>δ_u = μδ_y δ_y = δ_f + δ_s + δ_z + δ_e μ: じん性率 δ f: 曲げ変形による変位 = f (材料定数, 断面形状, 軸力) δ b: 主鉄筋の拔出しによる変位 = f (鉄筋径・周長, ヤング係数) δ s: 塑性せん断変形による変位 = f (せん断ひび割れ角, そのアーム長) δ e: 弾性せん断変形による変位</p> <p>じん性率=終局変位/降伏変位 = f (降伏時コンクリート最大主ひずみ, 最大応力時コンクリート圧縮ひずみ, 橋脚束筋比) 損傷指数=最大応変位+履歴消散エネルギー</p>
<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \beta_0 (1 + \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_5 + \beta_6)$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 β 0: 粗骨材の最大寸法(C_{max})と有効高(d)の影響 β 1: f (C_{max}, d) β 2: 軸方向鉄筋比(P_r)の影響 β 3: f (P_r) β 4: 帯鉄筋比(P_w)の影響 β 5: f (P_w) β 6: コンクリート強度(f_c)の影響 β 7: f (f_c) β 8: 軸方向圧縮応力度(σ₀)の影響 β 9: f (σ₀) β a: a/dの影響 β b: f (a/d) β n: ある変位段階における繰返し回数(n)の影響 = f (n)</p>	<p>1. 終局じん性率算定式</p> $\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} \right)^{0.216} P_p^{-2.16} \times e^{0.654 P_p + 0.38}$ <p>μ_u: 終局じん性率 P_p: 橋脚束筋積率(%) ε_p: 降伏時のコンクリートの最大主ひずみ ε₀: 最大応力時のコンクリート圧縮ひずみ</p> <p>ε_p = 0.5ε_b + 0.5√(ε_b² + θ²) ε_b: 圧縮鉄筋位置のコンクリートひずみで降伏時の曲率から求める θ s: せん断回転角</p> <p>2. 損傷指数</p> $D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_y} \int dE$ $= \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_s(\delta)}$ <p>δ m: 地震時の最大変位 δ u: 単調荷重の終局変位 δ y: 単調荷重の降伏変位 Q_y: 降伏荷重の計算値 E_s(δ): 変形がδの時の載荷サイクル当りの履歴消散エネルギー α, β: パラメータ</p> <p>δ_u = μδ_y δ_y = δ_f + δ_s + δ_z + δ_e μ: じん性率 δ f: 曲げ変形による変位 = f (材料定数, 断面形状, 軸力) δ b: 主鉄筋の拔出しによる変位 = f (鉄筋径・周長, ヤング係数) δ s: 塑性せん断変形による変位 = f (せん断ひび割れ角, そのアーム長) δ e: 弾性せん断変形による変位</p> <p>じん性率=終局変位/降伏変位 = f (降伏時コンクリート最大主ひずみ, 最大応力時コンクリート圧縮ひずみ, 橋脚束筋比) 損傷指数=最大応変位+履歴消散エネルギー</p>
<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 δ u0, δ y0: 終局、降伏時の柱部の変形より求めるじん性率 δ u1, δ y1: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \beta_0 (1 + \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_5 + \beta_6)$ <p>μ: じん性率 δ u, δ y: 終局、降伏変位 β 0: 粗骨材の最大寸法(C_{max})と有効高(d)の影響 β 1: f (C_{max}, d) β 2: 軸方向鉄筋比(P_r)の影響 β 3: f (P_r) β 4: 帯鉄筋比(P_w)の影響 β 5: f (P_w) β 6: コンクリート強度(f_c)の影響 β 7: f (f_c) β 8: 軸方向圧縮応力度(σ₀)の影響 β 9: f (σ₀) β a: a/dの影響 β b: f (a/d) β n: ある変位段階における繰返し回数(n)の影響 = f (n)</p>	<p>1. 終局じん性率算定式</p> $\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} \right)^{0.216} P_p^{-2.16} \times e^{0.654 P_p + 0.38}$ <p>μ_u: 終局じん性率 P_p: 橋脚束筋積率(%) ε_p: 降伏時のコンクリートの最大主ひずみ ε₀: 最大応力時のコンクリート圧縮ひずみ</p> <p>ε_p = 0.5ε_b + 0.5√(ε_b² + θ²) ε_b: 圧縮鉄筋位置のコンクリートひずみで降伏時の曲率から求める θ s: せん断回転角</p> <p>2. 損傷指数</p> $D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_y} \int dE$ $= \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_s(\delta)}$ <p>δ m: 地震時の最大変位 δ u: 単調荷重の終局変位 δ y: 単調荷重の降伏変位 Q_y: 降伏荷重の計算値 E_s(δ): 変形がδの時の載荷サイクル当りの履歴消散エネルギー α, β: パラメータ</p> <p>δ_u = μδ_y δ_y = δ_f + δ_s + δ_z + δ_e μ: じん性率 δ f: 曲げ変形による変位 = f (材料定数, 断面形状, 軸力) δ b: 主鉄筋の拔出しによる変位 = f (鉄筋径・周長, ヤング係数) δ s: 塑性せん断変形による変位 = f (せん断ひび割れ角, そのアーム長) δ e: 弾性せん断変形による変位</p> <p>じん性率=終局変位/降伏変位 = f (降伏時コンクリート最大主ひずみ, 最大応力時コンクリート圧縮ひずみ, 橋脚束筋比) 損傷指数=最大応変位+履歴消散エネルギー</p>

- 柱部の変位: a) 曲げ・せん断耐力比、帯鉄筋比から算定
 b) 断面の曲率分布の積分値から算定

なお、軸方向鉄筋拔出しは、実験回帰式や鉄筋ひずみ分布などで算定可能としている。

(2) せん断強度比と各種要因の関数として算定

(3) 要因単独の影響を関数で表し、それらの加・乗算で算定

このように、部材じん性率については、実験結果に基づいた算定式がこれまでに種々提案されているが、数多くの要因の影響を適切に考慮したうえで、構造物あるいは部材に応じた評価をしなければならない。特に、柱基部の鉄筋抜け出しによる変位を考慮することが重要である。

なお、コンクリート標準示方書耐震設計編³⁾では、その解説において、特別な検討を行わない場合、塑性ヒンジとなる区間においては、次式を満足するのがよいとしている。

$$V_{yd}/V_{mu} \geq 2.0 \quad (3.4.2)$$

ここに、 V_{mu} ：部材が曲げ耐力 M_u に達するときの部材各断面のせん断力

V_{yd} ：各断面の設計せん断耐力

これは、過去の研究により、 V_{yd}/V_{mu} が 2 以上であれば、曲げ降伏後の交番荷重によっても安定した曲げ破壊となり、軸圧縮応力度 10 kgf/cm^2 程度、コンクリート強度 $200 \sim 300 \text{ kgf/cm}^2$ 、鉄筋降伏強度 $3000 \sim 4000 \text{ kgf/cm}^2$ の通常の部材では、部材じん性率が 10 程度となることが確かめられていることによるものである。

さらに、同解説において、適切なじん性率評価式が得られない場合は、式(3.5.3)において部材係数 γ_b を 1.5 とすれば、与えられるじん性率は一般に安全側であるとしている。

$$\mu_d = [\mu_o + (1 - \mu_o)(\sigma_o / \sigma_b)] / \gamma_b \quad (3.4.3)$$

ここに、 $\mu_o = 12(0.5 V_{cd} + V_{sd}) / V_{mu} - 3$

σ_o ：軸圧縮応力度

σ_b ：釣合破壊時の軸圧縮応力度

V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力

V_{sd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力

ただし、この式は、曲げ降伏後交番繰返し荷重により最終的にせん断破壊する部材を対象としたものであり、その適用範囲は $V_{cd}/V_{mu} \leq 1.4$ 、 $V_{sd}/V_{mu} \leq 1.4$ である。

設計における部材じん性率の算定方法は適用する基準によって若干異なっており、鉄道構造物の場合は、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物編」³⁾に、また、道路構造物の場合は「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」²⁾にその算定方法が記述されている。

3.4.6 じん性の評価に関する今後の課題

コンクリート構造物の大地震時の安全性を照査するためには、その構造物が有するじん性を正確に見積もることが要求される。鉄筋コンクリート構造物の場合、正負交番繰返し荷重下ではコンクリートのせん断抵抗の低下により破壊形式が曲げからせん断へ移行する可能性があること、またこれに伴いじん性が著しく低下することが知られており、このことを考慮したじん性の評価法を確立することが要望される。本節で紹介した変位じん性率算定式の中にはこれらの影響を考慮したものもあるが、多くは限られたデータに基づくものであり、その適応範囲が限定される。したがって、これらをより汎用性の高いものに確立していく必要がある。なお、このことについては 3.7 節で詳しく述べる。

一方、エネルギーじん性の考え方は、部材が破壊までに消散できる総エネルギー量は一定とし、実荷重によって消散したエネルギー量との比率で損傷度を評価しようとするものである。変位じん性率は部材の終局状態のみに着目しているのに対し、エネルギーじん性は部材の降伏から終局状態までの損傷状態を一

連の指標で表すことができ、繰返し荷重を受ける場合の部材のじん性や損傷度を評価するうえで合理的な考え方であるといえる。しかしながら、エネルギーじん性が注目されるようになったのは比較的最近であり、実用化に際してはさらなる検討が必要である。

じん性の評価法に関する今後の課題を整理すれば表-3.4.3のようになる。

表-3.4.3 じん性の評価法に関する今後の課題

項目	課題
正負交番繰返し荷重下の終局時の合理的な定義方法の開発	・ 一方向単調荷重下の終局時と正負交番繰返し荷重時の終局時を如何に結び付けるか
精度の高いじん性率算定式の確立	・ 正負交番繰返し荷重によるせん断抵抗の減少の評価 ・ 汎用性(どのような部材断面に対しても適用可能) ・ 各種要因の影響(特に構造細目との関係)
軸方向鉄筋の座屈が部材特性に及ぼす影響の解明	・ 座屈後の軸方向鉄筋の耐荷メカニズム
軸方向鉄筋の抜出しの評価	・ 繰返し荷重下の鉄筋の付着応力-すべり関係のモデル化、多段配筋の影響の解明
エネルギーじん性の考え方の導入	・ エネルギーじん性に及ぼす各種要因の影響 ・ 載荷履歴の影響 ・ 曲げ・せん断作用下でのエネルギーじん性

3.5 鉄道および道路における国内基準の部材じん性率に関する比較

本稿では、2 タイプのRC橋脚をモデルに、鉄道橋および道路橋に関わる基準（①鉄道構造物等設計標準、②兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様、③道路橋示方書）を用いてじん性率の計算を行った。その結果、用いた基準全てにじん性率の評価に違いがあることが明らかとなった。このうち、道路橋に関わる基準に対して考察を加えた。

3.5.1 算定方法

鉄道および道路に関わる設計基準として以下のものを対象とする。

- ・「鉄道構造物等設計標準・同解説 平成4年10月」³⁾（以下、鉄標と略記）
- ・「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様（案）平成7年2月」¹³⁾（以下、復旧仕様と略記）
- ・「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成8年12月」²⁾（以下、道示と略記）

3.5.2 比較条件

比較計算は、以下のような条件を設けて行う。

- ①断面寸法は、鉄道の立体ラーメン柱を代表させて0.8m×0.8m（モデルⅠ）、また道路橋脚の柱を代表させて2.9m×2.9m（モデルⅡ）とする（図-3.5.1）。
- ②検討に用いるせん断スパン比は3および6とする。
- ③各ケースにおいて、軸方向鉄筋量および帯鉄筋量は同一とし、柱部材全長にわたって一定とする。
- ④軸力は、平均圧縮応力度が20kgf/cm²となるようにモデルⅠで128tf、モデルⅡで1682tfとする。
- ⑤検討ケースはA～Fの全6ケースとする（表-3.5.1）。

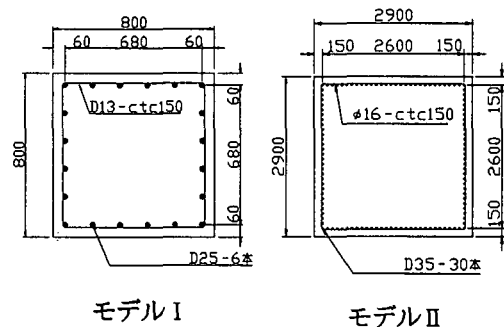


図-3.5.1 計算モデル

3.5.3 計算結果

表-3.5.1 に計算結果を示す。鉄標による計算結果をみると、せん断スパン比が3から6になると、ケースAで6.68から13.19、ケースBで7.78から13.18とモデルに関係なく、じん性率がほぼせん断スパン比に比例して増加していることがわかる。鉄標すなわち石橋式においてじん性率は、曲げせん断耐力比、帯鉄筋比の関数となっている。帯鉄筋比のじん性率に及ぼす影響が大きいことから、せん断スパンに比例してじん性率が大きくなったものと思われる。

復旧仕様ではケースC、ケースDのどちらのモデルにおいても、せん断スパン比に関係なくじん性率が一定となっていることがわかる。

道示による計算結果では、ケースE、ケースFともにじん性率は一定となっておらず、鉄標とは対照的に、せん断スパン比が大きくなるとじん性率が小さくなる傾向を示している。

表-3.5.1 じん性率の計算結果

ケース	適用基準	モデル	せん断スパン比：3	せん断スパン比：6
A	鉄標	モデルⅠ	6.68	13.19
B	鉄標	モデルⅡ	7.78	13.18
C	復旧仕様	モデルⅠ	2.80	2.80
D	復旧仕様	モデルⅡ	3.70	3.70
E	道示（タイプⅠ）	モデルⅠ	2.88	2.04
F	道示（タイプⅡ）	モデルⅠ	3.98	2.66

(1) 復旧仕様

道路に関わる基準、復旧仕様の計算結果について以下考察を行う。

降伏および終局変位時の柱部材の曲率分布を示すと、鉄道橋脚をモデルとしたケース C についてはせん断スパン比が3および6のときそれぞれ、図-3.5.2および図-3.5.3のようである。いま、ケース C では同一補強鉄筋量とし、さらに軸力も同一としているので、ひびわれ発生時、降伏時、および終局時の曲率はせん断スパン比に関係なく同じ大きさである。しかし、各状態の発生位置、すなわち部材軸方向の位置は、せん断スパン比の違いに伴いモーメント分布が異なるので一致しない。

このことから、高さ方向（部材軸方向）を無次元化してせん断スパン比が3および6の場合の曲率を比較すると両者が一致することがわかる。また、道路橋脚をモデルとしたケース D についても同様に高さ方向を無次元化し、降伏時および終局時の曲率を比較すると、せん断スパン比に関係なく、各状態における曲率が一致していることがわかる。

いま、終局耐力を M_u とすると、せん断スパン比が3のときの水平力 $H_u^{(3)}$ は、 $H_u^{(3)} = M_u / h^{(3)}$ ($h^{(3)}$: せん断スパン比が3の時の部材長、すなわちせん断スパン) となる。同様にせん断スパン比が6の場合、部材長が $h^{(3)}$ の2倍であるので、終局水平力 $H_u^{(6)}$ は、 $H_u^{(6)} = H_u^{(3)} / 2$ となる。

降伏耐力を M_y とし、せん断スパン比が3のとき終局時の位置を水平力作用位置から $l^{(3)}$ の位置であったとすると、 $l^{(3)} = M_y / M_u$ となる。また、せん断スパン比が6の場合、 $l^{(6)} = (H_u^{(3)} / H_u^{(6)}) \cdot l^{(3)} = 2l^{(3)}$ となる。

すなわち、せん断スパン比が2倍になれば、終局時の水平力は1/2倍となり、また降伏断面位置までの高さは2倍となる。また降伏時についても同様に、水平力は1/2倍となり、その高さは2倍となる。

水平力作用位置での水平変位 δ は、

$$\delta = \int \phi \cdot y \cdot dy = \sum_{i=1}^m (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2 \quad (3.5.1)$$

で表される。

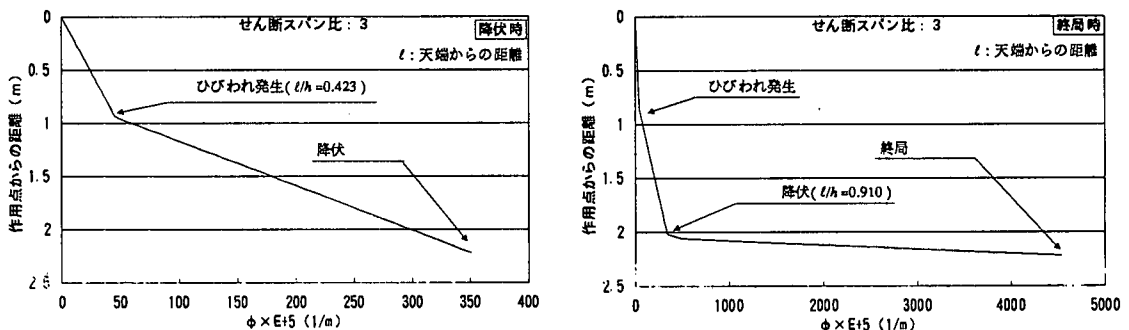


図-3.5.2 曲率分布 (ケースC)

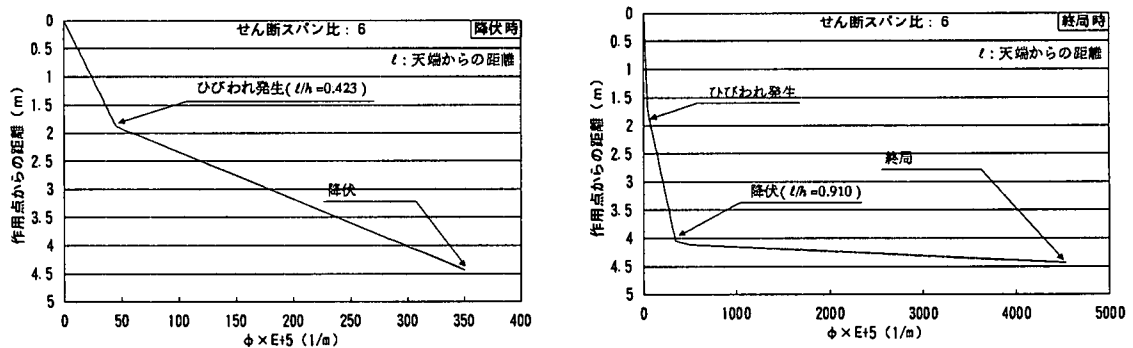


図-3.5.3 曲率分布 (ケースC)

せん断スパン比が3のときの終局変位を $\delta_u^{(3)}$ 、降伏変位を $\delta_y^{(3)}$ 、

$$\delta_u^{(3)} = \sum_{i=1}^m (\phi_{ui}^{(3)} \cdot y_i^{(3)} + \phi_{ui-1}^{(3)} \cdot y_{i-1}^{(3)}) \cdot \Delta y_i^{(3)} / 2, \delta_y^{(3)} = \sum_{i=1}^m (\phi_{yi}^{(3)} \cdot y_i^{(3)} + \phi_{yi-1}^{(3)} \cdot y_{i-1}^{(3)}) \cdot \Delta y_i^{(3)} / 2 \quad (3.5.2)$$

とする。せん断スパン比が6のときの終局変位 $\delta_u^{(6)}$ 、降伏変位 $\delta_y^{(6)}$ は、部材長が2倍になっていること、2倍の高さの位置での曲率が同一であることを考えて次のように表される

$$\delta_u^{(6)} = \sum_{i=1}^m (\phi_{ui}^{(6)} \cdot y_i^{(6)} + \phi_{ui-1}^{(6)} \cdot y_{i-1}^{(6)}) \cdot \Delta y_i^{(6)} / 2 = \sum_{i=1}^m (\phi_{ui}^{(3)} \cdot 2y_i^{(3)} + \phi_{ui-1}^{(3)} \cdot 2y_{i-1}^{(3)}) \cdot 2\Delta y_i^{(3)} / 2 = 4\delta_u^{(3)} \quad (3.5.3)$$

同様に、 $\delta_y^{(6)} = 4\delta_y^{(3)}$ となる。したがって、せん断スパン比が6のときのじん性率 $\mu^{(6)}$ は、

$$\mu^{(6)} = \delta_u^{(6)} / \delta_y^{(6)} = 4\delta_u^{(3)} / 4\delta_y^{(3)} = \mu^{(3)} \quad (3.5.4)$$

となり、せん断スパン比に関係なく両者が一致することがわかる。また、このことはモデルに関係なく、ケースCおよびDの両者についていえる。

(2) 道路橋示方書

初降伏時、降伏時、終局時の曲率分布を示すと、タイプI、タイプIIについて、それぞれ図-3.5.4 および図-3.5.5 のようである。

復旧仕様と同様に、補強鉄筋量および軸力は同一であるので、せん断スパン比に関係なく初降伏時、降伏時、終局時の曲率は同じ大きさである。しかし、各状態の発生位置は、せん断スパン比の違いに伴い異なっている。

水平力作用位置での初降伏変位は、

$$\delta_{y0} = \int \phi y dy \quad (3.5.5)$$

で表されることから、せん断スパン比が3および6のときの初降伏変位をそれぞれ $\delta_{y0}^{(3)}$ 、 $\delta_{y0}^{(6)}$ とすると、

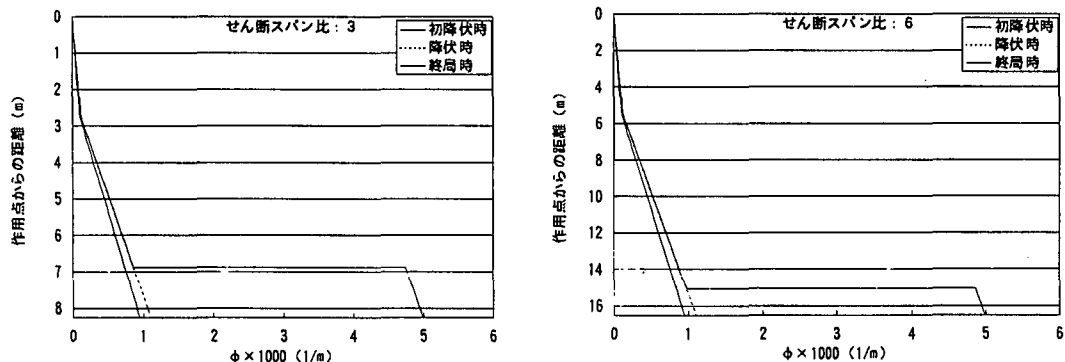


図-3.5.4 曲率分布 (ケースE)

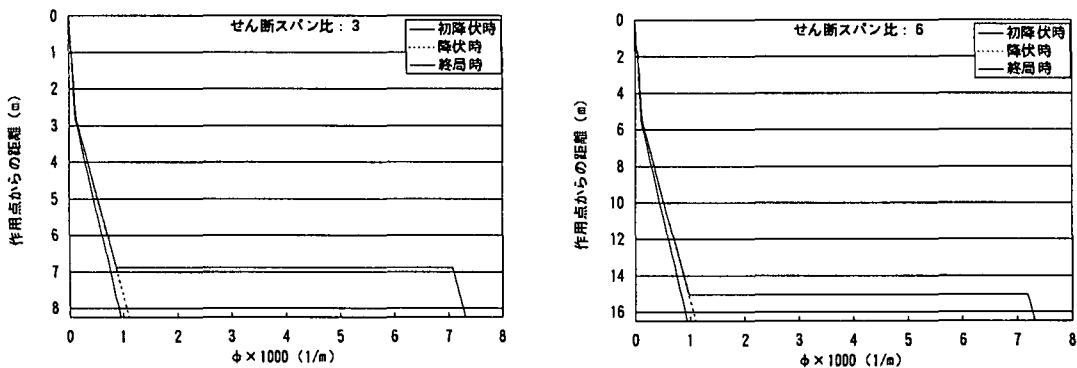


図-3.5.5 曲率分布 (ケースF)

復旧仕様の場合と同様に、

$$\delta_{y0}^{\text{㊟}} = 4\delta_{y0}^{\text{㊟}} \quad (3.5.6)$$

となる。また、降伏変位は、

$$\delta_y = (M_u/M_{y0}) \cdot \delta_{y0} \quad (3.5.7)$$

で表されることから、せん断スパン比が3および6のときの降伏変位をそれぞれ $\delta_y^{\text{㊟}}$ 、 $\delta_y^{\text{㊟}}$ とすると次のようになる。

$$\delta_y^{\text{㊟}} = (M_u/M_{y0}) \cdot \delta_{y0}^{\text{㊟}} = (M_u/M_{y0}) \cdot 4\delta_{y0}^{\text{㊟}} = 4\delta_y^{\text{㊟}} \quad (3.5.8)$$

このように、初降伏変位および降伏変位は復旧仕様と同様の関係を示している。このことから、これらの状態でのじん性率はせん断スパン比に関係なく、復旧仕様と同様に一定となっている。

今回の道路示方書の改訂に伴って、終局変位は塑性ヒンジ長を考慮して以下の式によって算出されることになっている。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \quad (3.5.9)$$

なお、 $(\phi_u - \phi_y)$ は初降伏後の増加曲率を、また $(\phi_u - \phi_y) \cdot L_p$ は増加回転角を示している。さらに、水平力作用位置から塑性ヒンジの中心までの距離 $(h - L_p/2)$ を上記増加回転角に乗ずると、降伏後の増加回転水平変位となる。

塑性ヒンジ長は、 l/D (l :部材長、 D :断面高さ)の値によって不連続に変化しており、 l/D とは比例関係にない。(図-3.5.6)したがって、図-3.5.4および図-3.5.5において高さ方向を無次元化し終局時の曲率分布を比較すると、せん断スパン比が3の場合と6の場合とでは両者は一致しない。

さて、せん断スパン比が3の場合の終局変位 $\delta_u^{\text{㊟}}$ を、断面高さ： D を使って表すと次のようになる。

$$\delta_u^{\text{㊟}} = \delta_y^{\text{㊟}} + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p^{\text{㊟}} \cdot (l^{\text{㊟}} - L_p^{\text{㊟}}/2) = \delta_y^{\text{㊟}} + 1.22 \cdot (\phi_u - \phi_y) \cdot D^2 \quad (3.5.10)$$

同様に、せん断スパン比が6の場合の終局変位 $\delta_u^{\text{㊟}}$ を断面高さ： D を用いて表すと、

$$\delta_u^{\text{㊟}} = \delta_y^{\text{㊟}} + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p^{\text{㊟}} \cdot (l^{\text{㊟}} - L_p^{\text{㊟}}/2) = \delta_y^{\text{㊟}} + 1.22 \cdot (\phi_u - \phi_y) \cdot D^2 \quad (3.5.11)$$

となる。以上の降伏変位および終局変位を用いて、せん断スパン比が3および6のときのじん性率 $\mu^{\text{㊟}}$ 、 $\mu^{\text{㊟}}$ をそれぞれ求めると、

$$\mu^{\text{㊟}} = \frac{\delta_y^{\text{㊟}} + 1.224 \cdot (\phi_u - \phi_y) \cdot D^2}{\delta_y^{\text{㊟}}} = 1 + 1.224 \cdot \frac{(\phi_u - \phi_y) \cdot D^2}{\delta_y^{\text{㊟}}} \quad (3.5.12)$$

$$\mu^{\text{㊟}} = \frac{4\delta_y^{\text{㊟}} + 2.845 \cdot (\phi_u - \phi_y) \cdot D^2}{4\delta_y^{\text{㊟}}} = 1 + 0.711 \cdot \frac{(\phi_u - \phi_y) \cdot D^2}{\delta_y^{\text{㊟}}} \quad (3.5.13)$$

と表され両者は一致しておらず、じん性率がせん断スパン比によって変化することがわかる。

さらに、このせん断スパン比とじん性率の関係について考察を加える。ケースEおよびFについて、せん断スパンを変化させてじん性率を求めると、図-3.5.7の関係が得られる。同図のように、じん性率はせん断スパン比の変化に伴って極値をもつように変化する結果を示している。

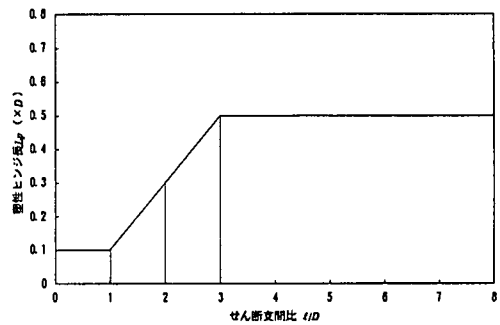


図-3.5.6 塑性ヒンジ長とせん断スパン比の関係

一般的な橋脚では、せん断スパン比は 2~6 の範囲にあると考えられるので、せん断スパン比 3 でじん性率が極大値をとることに特に注目すべきである。今後、この点について研究・調査が進められる必要がある。

3.5.4 まとめ

道路橋に関わる設計基準に関して、じん性率とせん断スパン比の関係について比較計算を含めて検討した。その結果を要約すると次のようになる。

復旧仕様に基づいて計算を行うと、同一の断面寸法、補強鉄筋量の部材でせん断スパン比のみを n 倍にすると、各状態（終局時、降伏時）での作用水平力は $1/n$ 倍となる。終局時の降伏断面位置までの高さ、および降伏時のひび割れ断面位置までの高さは n 倍となる。また、せん断スパン比に関係なくじん性率は一定である。

同様に、道示にもとづいて計算を行うと、せん断スパン比のみを n 倍に変化させた場合、復旧仕様と同様に各状態（初降伏時、降伏時、終局時）での作用水平力は $1/n$ 倍となる。初降伏時、降伏時のひび割れ発生断面位置までの高さは n 倍となる。しかし、塑性ヒンジ長を考慮して終局変位を算定しているため、せん断スパン比とじん性率の関係は復旧仕様と異なり一定とならない。またじん性率は、せん断スパン比 3 で極大値をとるような塑性ヒンジ長が規定されている。

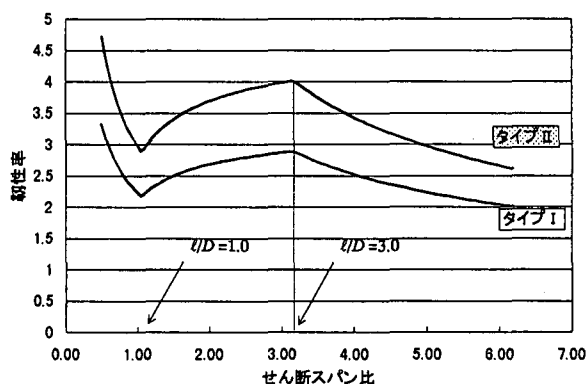


図-3.5.7 せん断スパン比とじん性率の関係

3.6 Overstrengthと破壊モード

現状の設計では材料強度のバラツキを考えて各種の安全率を設定している。しかしながらこれらは材料強度の下限値を考慮してのものであり、上限値についてはほとんど規定がなされていないのが現状である。

材料強度、特に鉄筋の強度が設計で想定した値以上の場合、部材の耐力の増加に及ぼす影響はせん断耐力よりも曲げ耐力に対する方が大きい。そのため、せん断と曲げに対する安全率が同程度の場合には破壊モードが曲げからせん断に移行する可能性が考えられる。このことはせん断に対する安全度が比較的小さい我が国の諸基準に関しては重要な問題となり得る。

したがって、本検討においては材料強度の超過が部材の曲げ耐力及びせん断耐力に及ぼす影響を算定し、その結果部材の破壊モードに与える影響を考察した。

なお、せん断耐力は繰返し載荷により徐々に低下し、破壊モードが曲げからせん断へ移行するケースが多いことが従来より指摘されており、地震後に改訂された各種示方書においてもそのことが考慮されている。したがって、本報告のような検討においても本来であれば繰返し載荷による影響を考慮することが望ましいと言える。しかしながら、改訂前の基準で設計された部材については、曲げ耐力とせん断耐力の比が1に近いものが比較的多く、そのような場合には、破壊モードの変化に及ぼす材料強度の超過の影響が特に大きいと考えられる。したがって、本報告では、材料強度の超過に絞って以下の検討を進めることとした。

3.6.1 検討方針

(1) 検討モデル

検討を行うモデルは以下の基準で選定した。

- ①一般的な構造物であり設計・施工例が豊富である。
- ②耐震性の照査方法が基準化されている。

その結果、設計・施工例が豊富で復旧仕様¹³⁾により耐震性の照査方法が基準化されている円形の単柱橋脚を検討モデルに選定した。

モデルは図-3.6.1に示すものであり、JCI近畿支部「土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究会中間報告書」¹⁴⁾の中で各国の基準によって試設計を行ったものの内、コンクリート標準示方書によるものを基本として、帯鉄筋の量による影響を見るために帯鉄筋比を0.2%~0.6%まで変化させた。

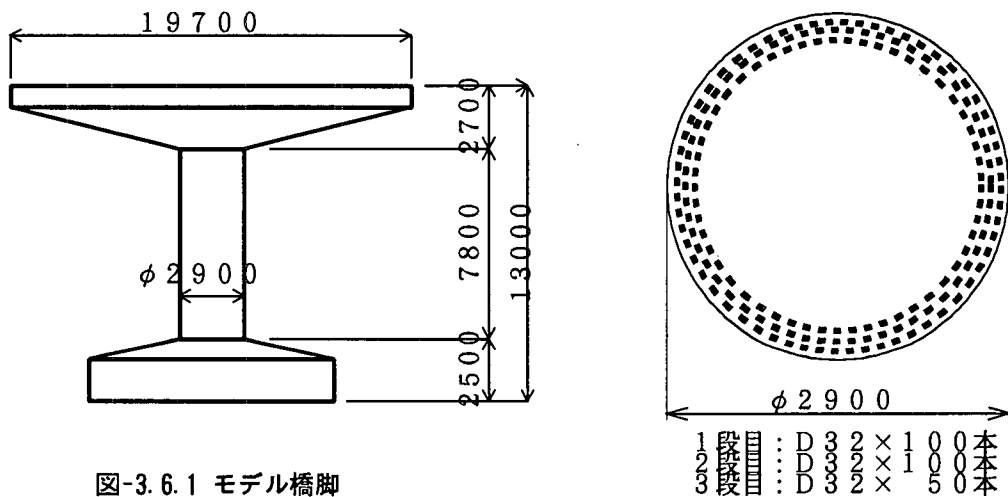


図-3.6.1 モデル橋脚

(2) 検討要因

コンクリート構造物の諸元と材料強度に関して、設計上の仮定と実構造物における差を以下の方法で検討した。

- ①影響するパラメータ：鉄筋の降伏強度、コンクリートの圧縮強度、部材寸法
- ②対象構造物：円形単柱橋脚（主鉄筋比 3%, 帯鉄筋比 0.2%~0.6%）
- ③計算方法：復旧仕様による。

表-3.6.1 検討要因

	鉄筋降伏強度 (kgf/cm ²)		コンクリート圧縮強度 (kgf/cm ²)		有効高 (mm)	
設計値	3000	T d	270	C d	D	D d
検討値	3800	T t	270×1.2=325	C t	D+20	D t

検討値の決定は以下のとおり考えた。

a) 鉄筋降伏強度

実際に流通している鉄筋SD295の降伏応力については、以下のような報告¹⁹⁾がなされている。

表-3.6.2 鉄筋の降伏応力度 (単位: kgf/cm²)

試料数	平均値 m	標準偏差 s	m ± 3 s
219	3459~3480	122~143	3051~3909

上記値より、本検討では鉄筋の降伏強度には m + 3s を考えて 3800kgf/cm² を用いた。

また、最も厳しい場合として主鉄筋は f_{sy} = 3800kgf/cm²、帯鉄筋は f_{sy} = 3000kgf/cm² の場合についても検討した。

b) コンクリート圧縮強度

JISの認定のあるレディーミクストコンクリート工場では、コンクリート強度の管理のための変動係数は9%~10%が一般的である。

その場合、コンクリートの配合強度は設計基準強度に対して20%程度高い値とするため、本検討においては平均的に20%増しの強度が出ているとした。

c) 有効高

鉄筋コンクリート橋脚の規格値は、「土木工事施工管理基準・建設省」では-20mmと小さくなることは制限されているものの大きくなる場合には特に制限が設けられていない。

規格値を満足するために実際にはやや大きめに作る事が多いため、本検討では設計値に対して+20mmと考えた。

d) 検討要因の組み合わせ

表-3.6.1に示す3つの検討要因に対して、表-3.6.3に示す6ケースの組み合わせを考えて検討を行った。

表-3.6.3 要因の組み合わせ

Case-1	T d + C d + D d	設計用基本タイプ
Case-2	<u>T</u> t + C d + D d	鉄筋の降伏強度の影響 (主鉄筋、帯鉄筋に強度超過)
Case-3	<u>T</u> t + C d + D d	鉄筋の降伏強度の影響 (主鉄筋のみ強度超過)
Case-4	T d + <u>C</u> t + D d	コンクリートの圧縮強度の影響
Case-5	T d + C d + <u>D</u> t	有効高の影響
Case-6	<u>T</u> t + <u>C</u> t + <u>D</u> t	3要因の組み合わせ

注) 下線のある T t、C t、D t の部分が影響箇所

3.6.2 検討結果

図-3.6.2にCase-1の帯鉄筋比と耐力の関係を、また図-3.6.3～図-3.6.5および表-3.6.4～表-3.6.6に各帯鉄筋比における検討結果を示す。

(1) 帯鉄筋比と柱耐力の関係

設計用基本タイプ (Case-1) に帯鉄筋比を0.2%～0.6%に変化させて計算した結果、図-3.6.2に示すとおり約0.4%でせん断耐力が曲げ耐力を上回るという結果を得た。

参考として「コンクリート標準示方書・平成3年版」「道路橋示方書・平成2年版」を用いて設計した場合の帯鉄筋比 (それぞれ0.35%、0.57%) を図中に示す。

(2) 鉄筋の降伏強度の影響 (Case-2, 3)

鉄筋の降伏強度が超過した場合 (Case-2) には、終局耐力 P_u が大きくなると同時にせん断耐力 P_s も大きくなるが、耐力増は曲げの方が大きく、その結果せん断耐力比 P_s/P_u は5%程度小さくなる。

特に主鉄筋のみ降伏強度が超過している場合 (Case-3) には、Case-2よりさらにせん断耐力比の低下が大きく、影響は20%近くにもなることが分る。

帯鉄筋比が大きい場合 (0.6%) には、せん断耐力比に余裕があるため特に問題は生じないが、帯鉄筋比が小さい場合 (0.4%以下) にはせん断耐力比が1以下となり破壊モードがせん断破壊先行型に移行する恐れがある。

十分な帯鉄筋比が確保できておらず、せん断耐力比に余裕のない場合には注意が必要である。

(3) コンクリート圧縮強度の影響 (Case-4)

コンクリートの圧縮強度が超過した場合 (Case-4) には、曲げ耐力の増加よりもせん断耐力の増加が顕著であるため、せん断耐力比は4%程度の増加となる。

そのためコンクリートの圧縮強度の増加は悪影響を与えないといえる。

(4) 有効高の影響 (Case-5)

部材寸法の超過、つまり有効高が大きくなることによる曲げ及びせん断耐力への影響はほとんどない。その結果、せん断耐力比に影響はない。

そのため本検討程度の有効高の増加 (部材高さの0.7%程度) による影響については無視できるといえる。

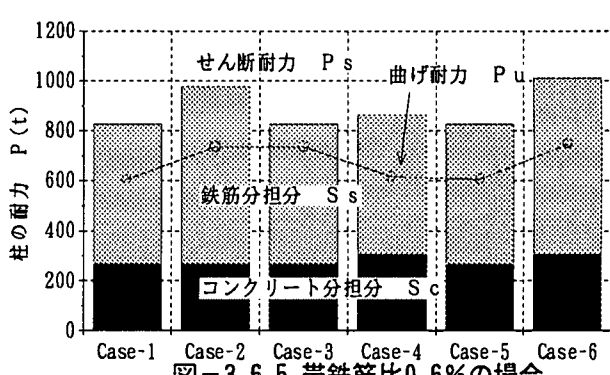
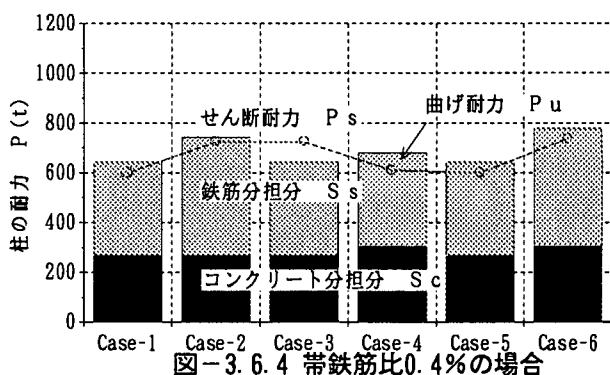
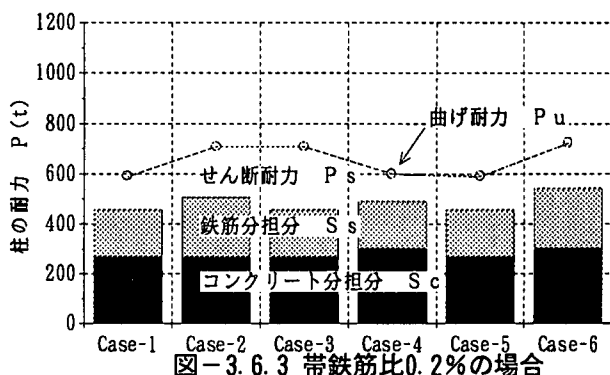
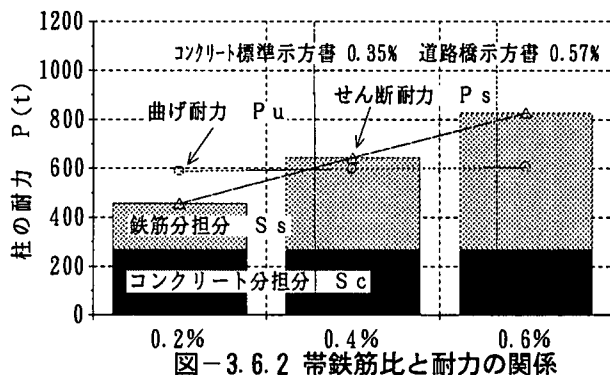


表-3.6.4 帯鉄筋比 0.2%

検討ケース		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5	Case-6
コンクリート	ϵ_{cc}	2.76E-03	2.96E-03	2.96E-03	2.63E-03	2.76E-03	2.80E-03
	ϵ_{cu}	3.21E-03	3.54E-03	3.54E-03	3.00E-03	3.21E-03	3.27E-03
	f cc	293.7	300.0	300.0	348.7	293.7	355.0
	Edes	1.31E+05	1.03E+05	1.03E+05	1.90E+05	1.31E+05	1.50E+05
P- δ 曲線	M u	7,351	8,842	8,842	7,494	7,351	9,013
	P u	588.1	707.4	707.4	599.5	588.1	721.1
	P s	456.8	506.6	456.7	490.8	456.8	541.9
	S c	269.9	269.9	269.9	303.9	269.9	305.2
	S s	186.9	236.7	186.8	186.9	186.9	236.7
	P y	403.4	491.4	491.4	410.2	403.4	499.8
	δu	12.6	13.7	13.7	12.5	12.6	13.4
	δy	4.2	5.3	5.3	4.1	4.2	5.2
	μ	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
耐力比 P s/P u		0.78	0.72	0.65	0.82	0.78	0.75

表-3.6.5 帯鉄筋比 0.4%

検討ケース		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5	Case-6
コンクリート	ϵ_{cc}	3.52E-03	3.93E-03	3.93E-03	3.26E-03	3.52E-03	3.60E-03
	ϵ_{cu}	4.49E-03	5.20E-03	5.20E-03	4.05E-03	4.49E-03	4.63E-03
	f cc	317.3	330.0	330.0	372.3	317.3	385.0
	Edes	6.55E+04	5.17E+04	5.17E+04	9.50E+04	6.55E+04	7.50E+04
P- δ 曲線	M u	7,482	9,048	9,048	7,619	7,482	9,205
	P u	598.6	723.9	723.9	609.5	598.6	736.4
	P s	643.6	743.3	643.6	678.9	643.6	778.6
	S c	269.9	269.9	269.9	305.2	269.9	305.2
	S s	373.7	473.4	373.7	373.7	373.7	473.4
	P y	401.1	488.3	488.3	408.0	401.1	496.8
	δu	17.4	19.7	19.7	16.7	17.4	18.6
	δy	4.2	5.4	5.4	4.1	4.2	5.2
	μ	3.1	2.8	2.8	3.1	3.1	2.7
耐力比 P s/P u		1.08	1.03	0.89	1.11	1.08	1.06

表-3.6.6 帯鉄筋比 0.6%

検討ケース		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5	Case-6
コンクリート	ϵ_{cc}	4.27E-03	4.88E-03	4.88E-03	3.89E-03	4.27E-03	4.39E-03
	ϵ_{cu}	5.82E-03	6.95E-03	6.95E-03	5.13E-03	5.82E-03	6.04E-03
	f cc	340.7	359.5	359.5	395.7	340.7	414.5
	Edes	4.39E+04	3.47E+04	3.47E+04	6.36E+04	4.39E+04	5.02E+04
P- δ 曲線	M u	7,566	9,190	9,190	7,691	7,566	9,329
	P u	605.3	735.2	735.2	615.3	605.3	746.3
	P s	827.7	976.4	827.7	861.7	827.7	1011.7
	S c	269.9	269.9	269.9	303.9	269.9	305.2
	S s	557.8	706.5	557.8	557.8	557.8	706.5
	P y	399.5	486.4	486.4	406.4	399.5	494.7
	δu	22.9	26.4	26.4	21.5	22.9	24.4
	δy	4.2	5.4	5.4	4.1	4.2	5.3
	μ	3.9	3.6	3.6	3.8	3.9	3.4
耐力比 P s/P u		1.37	1.33	1.13	1.40	1.37	1.36

注) 表-3.6.3~表-3.6.5の表中の記号は以下に示すもの以外は復旧仕様に準じる。

Sc : コンクリート分担分せん断耐力、Ss : 鉄筋分担分せん断耐力

(5) 3要因の組合わせ (Case-6)

実際の構造物では上記3要因が組み合さった状態が多く存在すると考えられるが、せん断耐力比が2%程度低下する程度でほとんど影響のない範囲であるといえる。

3.6.3 まとめ

鉄筋の降伏強度、コンクリートの圧縮強度、有効高と3要因に着目して、強度超過の影響を検討した結果以下のことが分かった。

- ・鉄筋の降伏強度が超過するとせん断耐力比が低下する。
- ・特に主鉄筋のみ超過するとせん断耐力比の低下が著しい。
- ・コンクリート強度が超過した場合にはせん断耐力比が高くなる。
- ・部材寸法の超過は影響がない。
- ・帯鉄筋比が0.6%程度ある場合には破壊モードには影響しない。

阪神・淡路大震災以後改訂された基準を用いて設計した場合には、靱性を高めることに主眼をおいた設計となっており、その結果せん断耐力に余裕があり多少せん断耐力の低下があっても問題がないといえる。

それに対して改訂前の基準を用いて設計された場合には、せん断耐力比が1程度とほとんど余裕がない場合がある。その場合には材料強度の超過によってせん断耐力比が低下し、その結果せん断破壊が先行する可能性もあるため注意が必要と思われる。

なお、本報告では対象とした橋脚モデルが1つであることから、その高さの影響（すなわち h/d の影響）が必ずしも明らかにされていない。したがって、今後はその影響について検討するとともに、繰返し载荷による影響についても別途検討が必要であると考えられる。

3.7 繰返し荷重下のせん断耐力の評価法

地震荷重のような繰返し荷重下のせん断耐力の低下を設計上どのように考慮するかについては従来より議論が重ねられてきた。そして、兵庫県南部地震によるRC橋脚の被害の分析やRC部材のじん性に関する検討をもとに、コンクリート標準示方書耐震設計編では部材じん性率算定の際にコンクリートのせん断抵抗 V_c を一方向荷重下の1/2まで低下させることが解説に記述され、間接的にはあるが、繰返し荷重下のせん断耐力の低下を考慮した設計が行われるようになったと言える。しかしながら、塑性ヒンジ部に要求される変形性能に応じてその部分のせん断耐力を低下させるという、より合理的で直接的な考え方もある。ここでは、繰返し荷重下のせん断耐力の低下に着目した既往の研究例や、コンクリートのせん断抵抗の低下を考慮した設計手法例について整理するとともに、既往の実験結果に基づきじん性率とコンクリートのせん断抵抗の低下の関係について検討を行った内容について報告する。

3.7.1 繰返し荷重下のコンクリート負担せん断力の低下に関する既往の研究

JICST 検索により収集した既往の研究（検索キーワード：せん断、コンクリート、繰返し荷重）の中から、繰返し荷重下のコンクリート負担せん断力 V_c に関して定量的な評価を行っているものをまとめて表-3.7.1に示す。

表-3.7.1に示した研究の結果を分析すると、コンクリートの負担せん断力 V_c が $6\delta_y$ （ δ_y ：降伏変位）時で約0.6倍まで減少すると報告している結果と、 $6\delta_y$ 時で V_c がほとんど0になるとしている結果に大別され、供試体の形状寸法や配筋、さらには荷重方法等の各種要因により、コンクリートのせん断抵抗の減少傾向が異なることがわかる。一方、繰返し荷重によりコンクリートのせん断抵抗が減少し始める変形領域は既往の研究間で大きな相違はなく、ほぼ $1\sim 2\delta_y$ となっている。

3.7.2 繰返し荷重下のコンクリート負担せん断力の低下を考慮した設計手法の例

(1) 日本建築学会の考え方

日本建築学会では、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」¹⁶⁾において、柱およびびりのせん断耐力 V_u を式(3.7.1)（A法）で与えている。ただし、 $p_w\sigma_{wy}$ が $v\sigma_B/2$ を超える場合は、 $p_w\sigma_{wy} = v\sigma_B/2$ としている。

$$V_u = b j_i p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \quad (3.7.1)$$

$$\tan \theta = \left[\sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \right] \quad (3.7.2)$$

$$\beta = \left[(1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} \right] / (v \sigma_B) \quad (3.7.3)$$

ここに、

σ_B ：コンクリート強度(kgf/cm²)

b ：部材の幅

D ：断面の全高さ

p_w ：せん断補強筋比

ϕ ：トラス機構のコンクリートの圧縮束の角度

σ_{wy} ：せん断補強筋の強度 $\leq 25\sigma_B$ (kgf/cm²)

j_i ：主筋中心間隔

L ：内法長さ

v ：コンクリートの圧縮強度の有効係数

せん断耐力式(3.7.1)は、塑性理論の下界定理に基づいており、釣合条件としてはせん断力の釣合を、塑性条件としては、せん断補強筋応力とその信頼強度に達していること、および、トラスおよびアーチ機構の重ね合わせにより生じるコンクリート圧縮束応力が、コンクリートの有効圧縮応力 $v\sigma_B$ に到達していることを用いている。ただし、釣合条件としてせん断力のみを考慮しているため、曲げ主筋は無限に強く、決して降伏しないものと仮定されている。

式(3.7.1)の右辺第1項はトラス機構により受け持たれるせん断力を表しており、第2項はアーチ機構による負担せん断力を表している。本式は、アーチ機構による負担せん断力を、従来の実験式にみられるよ

うな一定値をとるのではなく、図-3.7.1に示すように、 $p_w \sigma_{wy}$ の増加に伴い減少する形にしているところに特徴を有している。なお、有効係数 ν および $\cot \phi$ の値については、その部材に降伏ヒンジを計画するかしないかによって数値を変化させており、特に降伏ヒンジを計画する部材においては、保証ヒンジ回転角の増加に伴いせん断耐力が小さくなるように ν および $\cot \phi$ の値が設定されている。

以下に、 ν および $\cot \phi$ の具体的な算出式を示す。

a) 降伏ヒンジを計画しない部材

降伏ヒンジを計画しない部材においては、有効係数 ν は次式による ν_0 にしているものとしている。

$$\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000 \quad (3.7.4)$$

また、 $\cot \phi$ の値は式(3.7.5)～式(3.7.7)のうち最小のものにしている。

$$\cot \phi = 2.0 \quad (3.7.5)$$

$$\cot \phi = j_i / (D \tan \theta) \quad (3.7.6)$$

$$\cot \phi = \sqrt{\nu \sigma_B / (p_w \sigma_{wy}) - 1.0} \quad (3.7.7)$$

b) 降伏ヒンジを計画する部材

降伏ヒンジを計画する柱およびはりについては、以下に示すように有効係数 ν および $\cot \phi$ を計算する際に部材の保証変形に対応する降伏ヒンジ領域の回転角 R_p の影響を考慮するものとしている。

有効係数 ν は次式により算定する。

$$\begin{aligned} \nu &= (1.0 - 15R_p) \nu_0 & 0 < R_p \leq 0.05 \\ &= 0.25 \nu_0 & 0.05 < R_p \end{aligned} \quad (3.7.8)$$

$\cot \phi$ は前出の式(3.7.6)、式(3.7.7)および次式により算定される値の最小のものとする。

$$\begin{aligned} \cot \phi &= 2.0 - 50R_p & 0 < R_p \leq 0.02 \\ &= 1.0 & 0.02 < R_p \end{aligned} \quad (3.7.9)$$

ただし、式(3.7.3)の β の計算に限り $\cot \phi$ はヒンジ領域外の値を、 $p_w \sigma_{wy}$ はヒンジ領域の値を用いる。

一方、降伏ヒンジを計画する部材のヒンジ領域以外のせん断耐力の算定では、有効係数 ν は式(3.7.8)による。 $\cot \phi$ は式(3.7.5)～式(3.7.7)による値のうち最小のものとしてよい。ただし、 β はヒンジ領域の算定における値と同じものとする。

保証ヒンジ回転角と ν および $\cot \phi$ の関係をそれぞれ図-3.7.2および図-3.7.3に示す。この考え方は、

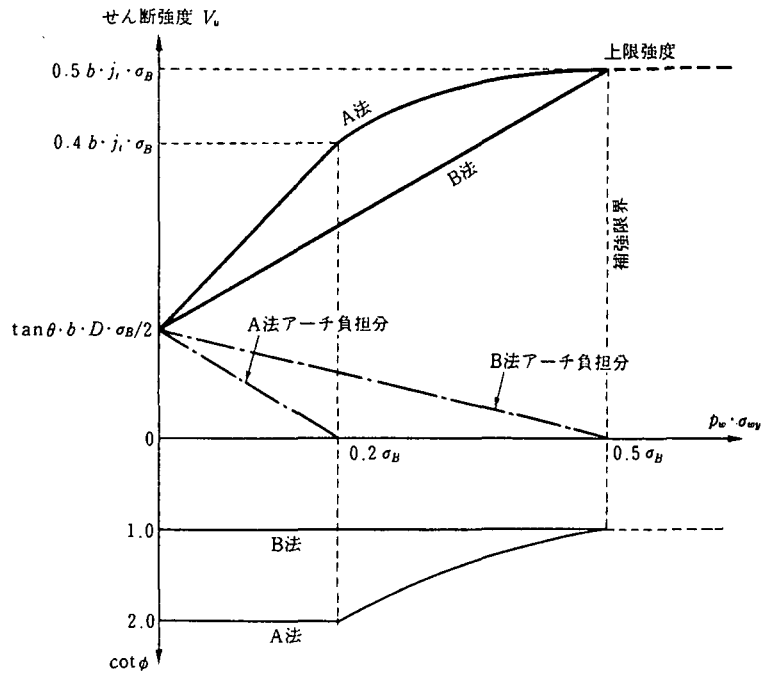


図-3.7.1 $\nu = 1.0$ とした場合のせん断耐力の考え方

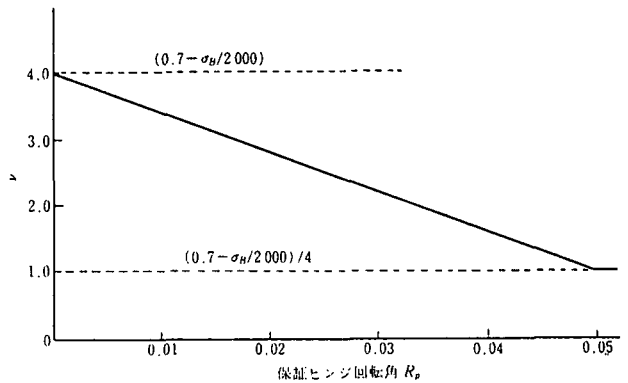


図-3.7.2 保証ヒンジ回転角と ν の関係

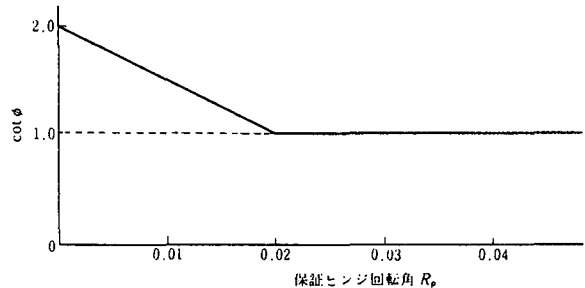


図-3.7.3 保証ヒンジ回転角と $\cot \phi$ の関係

表-3.7.1(1) 既往の研究調査結果

タイトル	大変形を伴う正負交番載荷でのRCはりのせん断破壊挙動	曲げ降伏後の鉄筋コンクリート部材のせん断特性について	The Reduction in Shear Strength of RC Linear members after the Yielding of Longitudinal Reinforcement
研究目的	大変形を伴うRCはりの正負交番荷重下におけるせん断破壊状況と考察し、耐力低下の原因およびその挙動を把握	一方向載荷時にはRC部材が曲げ破壊する場合でも、正負交番荷重が作用する場合は、曲げとせん断の中間的な破壊形態が生じはれる。このため、正負交番載荷時のRC部材のせん断剛性低下率について実験的検討を行った。	十分なせん断耐力を有するRC部材でも、降伏以降の交番載荷によりせん断破壊する。せん断耐力に影響を与える種々の要因の内、せん断補強鉄筋比の差がRC線部材のせん断耐力に与える影響を検討し、せん断係数を定式化提案した。
供試体形状	梁 (4点載荷: a/d=2.0 および 2.9, $\sigma_c=345 \text{ kgf/cm}^2$)	単純支持はり部材 (a/d=4.0)	片持ち式の柱部材 (a/d=4.35)
供試体寸法	断面: h×b=200×100, 長さ: 1500 mm	断面: h×b=250×不明, 曲げせん断区間長さ: 800 mm	断面: h×b=l40×140, 長さ: 650 mm
配筋	スタールアップ: D6 間隔 s=100 および 50 (135° フック) 主鉄筋: D13 および D16	スタールアップ: D6 間隔 s=70 主鉄筋: D19 (圧縮側, 引張側各3本)	スタールアップ: せん断補強鉄筋比 $\rho_w=0.05\sim0.40\%$ (詳細不明) 主鉄筋: 径不明@90 (圧縮側, 引張側各2本)
軸力	なし	なし	なし
載荷方法	一方向載荷: 鉄筋降伏まで荷重制御, 以降 δy の整数倍各3回 正負交番載荷: 一方向載荷の δy で正負とも整数倍 (各3回) および1回の主 δy の後に破壊時の最大変位で破壊まで繰返し	2点載荷とし、供試体1は正方向のみ繰返し載荷 (各変位振幅で10回ずつ)、供試体2は正負交番載荷 (各変位振幅で3回ずつ繰返し)、供試体3は正負交番載荷 (各変位振幅で10回ずつ繰返し)。	柱下端から500mmの位置に水平力を変位制御で与えた。一方向に主鉄筋が降伏するまで載荷し、降伏荷重 P_y 及び降伏変位 δy を定義し、主 δy 3回ずつ繰返し載荷を行う。以降主 δy 3回ずつ変位を増加させて3回ずつ繰返し載荷を行いながら破壊まで載荷を続ける。
V_c, V_s の測定 (算定) 方法	測定方法の記述なし (多分、スタールアップのひずみゲージにより V_s を測定)	載荷荷重、変位及びせん断補強鉄筋のひずみを測定。せん断補強鉄筋のひずみから求めた V_s と載荷荷重から V_c を算定。	V_c, V_s の測定なし (せん断係数算定のための加力部の荷重及び水平変位を測定)
提言内容	一方向載荷では、D16, s=100 以外は計算値どおり曲げ破壊し、 V_s も破壊時まで約50%で一定。 正負交番載荷ではすべてせん断破壊した。a/d=2.0の場合はコンクリート腹部が圧潰してせん断圧縮破壊し、a/d=2.9の場合は曲げひび割れが上下連絡した載荷点外で直接せん断破壊的なずれせん断破壊を生じた。降伏変位を越える大変位振幅下では、コンクリートのせん断抵抗 V_c はほとんど消失し、スタールアップのみでせん断に抵抗する。	RC部材が正負交番載荷を受けると、一方向載荷に比べせん断耐力は低下する (供試体1は δy まで載荷しても耐力低下が認められなかった。供試体2及び供試体3のせん断耐力はそれぞれ6及び5であった)。この理由のひび割れによるコンクリートによるせん断力の低下、スタールアップの降伏によるせん断剛性の低下が考えられる。スタールアップに発生する引張応力及び降伏するスタールアップ位置は、繰返し載荷回数に依存する。終局付近では供試体2と3は供試体1と異なり、スタールアップの負担割合がほぼ100%に近く、コンクリートの負担するせん断力はほぼ0%になっていた。	せん断ひび割れが十分に開くとせん断の滑りが生じ復元力が降伏荷重より低下することから、せん断ひび割れの開きによる終局破壊時の荷重をせん断の最終耐力 (V_c+V_s) とする。 このせん断の最終耐力と初期のせん断耐力の比から、せん断補強鉄筋比ごとに、塑性率とせん断耐力の劣化の関係を求め、せん断係数算定のための係数を定式化した。 (定式化の詳細省略。文献中データにより V_c 及び μ を算定)

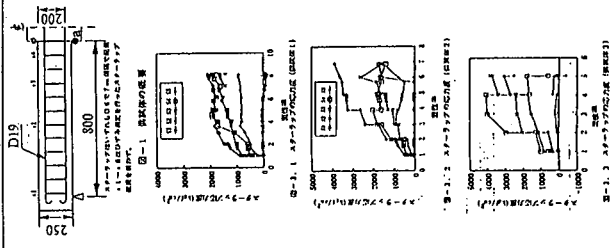
Table 1 Summary of Test Results

Spec. No.	b x d	ρ_w	ρ_f	δ/d	f_c	f_y	P_y	δ_y	Yielding Cycle at d-section	Mode of Failure
PM-1	14x11.5	0.05	4.33	2.39	3992	1.18	3.48	2.6-/	4.6-/	1
PM-2	14x11.5	0.10	4.33	2.61	4006	1.12	2.73	2.6-/	4.6-/	1
PM-3	14x11.5	0.15	4.33	2.10	3996	1.16	3.06	2.6-/	2.6-/	1
PM-4	14x11.5	0.20	4.33	2.30	3998	1.15	3.10	2.6-/	X	2
PM-5	14x11.5	0.25	4.33	2.55	4005	1.14	2.91	2.6-/	X	3
PM-6	14x11.5	0.40	4.33	2.56	4004	1.12	2.80	2.6-/	X	3

Table 2 Final Shear Capacity at Failure

Spec. No.	Initial Shear Capacity, P_i (t)	Shear Capacity Observed at Failure (t)	(P/P_i)	Deformational Level at Shear Failure	μ *
PM-1	1.53	0.61	0.39	2.6-/	4.0
PM-2	1.77	0.95	0.54	6.6-/	3.0
PM-3	1.94	0.90	0.46	7.6-/	6.0
PM-4	2.15	0.93	0.43	8.6-/	7.0
PM-5	2.47	0.97	0.39	9.6-/	8.0
PM-6	2.95	2.63	0.89	No Shear Failure	>12

* μ = Experimental Ductility Factor



山田昭昭, 小林和夫, 井上晋, 九本博文: 土木学会第42回学術講演会 (昭和62年9月) Vol.5 pp230-231

渡辺博志, 河野広隆, 菊森佳登: 土木学会第30回学術講演会 第5部 pp950-951 平成7.9

Umesh Chandra PURI, Junichiro NIWA: コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19 No.2 pp735-740 1997

表-3.7.1(2) 既住の研究調査結果

タイトル	鉄筋コンクリート柱のせん断耐力評価に関する研究	軸方向引張力と繰返しせん断力を受けるRC部材のせん断耐力に関する研究	鉄筋コンクリートはりのせん断耐力機構に関する解析的研究
研究目的	繰返し高応力を受ける柱に関して、既住の実験におけるせん断補強筋ひずみの実験結果より、せん断補強筋の挙動、コンクリートの負担せん断力に関する考察を行い、せん断耐力評価法について論じた。	RC部材のせん断耐力に対する、軸方向引張力と繰返しせん断力の相互作用について実験的に検討を行い、既往の設計式との比較を行う。	コンクリートはりを、コンクリートの引張斜材を含む格子状トラスとアーチの集合体に置換え、構成材料の非線形性を考慮できる格子モデルを開発。試算を行い従来の修正トラス理論の妥当性を検討。
供試体形状	柱 (片持ちはり形式)	片持ち式の柱部材 (a/d=記述なし)	梁 (合計6体：矩形断面5体、T形断面1体)
供試体寸法	断面：h×b=250×250、長さ：500+100mm (a/d=2.3)	断面：h×b=180×120、長さ：750mm	断面：h×b=203×457、a/d=2.15 断面：h×b=45.0×60.0、a/d=2.86 (a/dmax=3.50)
配筋	スタラップ：φ6 間隔s=50、75および100mm 主鉄筋：D19 (柱4隅の4本で両端部は定着鋼板に定着)	スタラップ：φ6 間隔s=160、s=80及びせん断補強無し 主鉄筋：D13 (圧縮側、引張側各2本)	—
軸力	有り	軸引張応力度：1.96、0.98および0.0 N/mm ²	—
載荷方法	正負交替載荷：載荷方法の記述なし	軸引張力を載荷した状態で柱下端から450mmの位置に水平載荷。一方向に1.96kNづつ増加させ、降伏後重Pyの変位を降伏変位δyとする。主δyの整数倍を各変位3回づつ正負繰返し載荷を行い、せん断耐力が最大値の80%に低下するまで載荷を続ける。	コンクリート引張斜材は引張強度到達までは弾性体、それ以降は引張軟化曲線(1/47・m)。コンクリートの圧縮斜材とアーチは、斜めひび割れ発生以後は圧縮軟化特性(Collinsら)。垂直及び水平部材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性。
Vc, Vsの測定(算定)方法	スタラップのひずみゲージにより測定	載荷荷重及びせん断補強鉄筋のひずみからVs, Vcを算定。	—
提言内容	<p>単調載荷ではコンクリートの分担するせん断力Vcは、外力せん断力の大きさに拘わらず一定で終局状態に至るまで一定値を保つ。高応力繰返しせん断荷重下では、降伏したわみ以降せん断補強筋の効果は変形の増大とともに小さくなる。</p> <p>この場合、せん断補強筋式を改良することは煩雑であり、塑性変形領域では圧縮域コンクリートの負担せせん断力μの値に比べて減じてせん断耐力を算定するのが妥当。コンクリートの負担せせん断力とγの関係が定量化されれば、繰返し高応力を受ける柱のせん断設計が可能となる。</p> $Q_u = \gamma \cdot Q_c + Q_R$ $Q_c = (9.11 - 0.0716 \frac{A_g}{A_c}) f_c \cdot b \cdot (1 - (d - 0.5h) n \cdot A_{st} \frac{7d}{81 f_{eq}}) \cdot 0_0$ <p>(単位、kgf, cm, kgf/cm²)</p>	<p>軸方向引張力がRC部材の繰返しせん断耐力に及ぼす影響は特になし。降伏変位の3倍を超える変位まで部材が変形するとVcが低下するため、せん断耐力の実験値は理論値を下回る。</p> <p>n回載荷時におけるVcnの値を、実験値Vnとせん断補強鉄筋のひずみから得られるVsnから既算したものを、それぞれ初載荷時のせん断力Vn1 (Vc1?) で除した図3では、それ以前の載荷時の変位を越える載荷については若干Vcが上昇し、繰返し載荷の段階ではVcの値は低下する。この低下の原因は、繰返し載荷によりひび割れが複雑に入り、ひび割れ前面で発生する骨材のかみ合わせ作用が低下するうえに、圧縮コンクリートにひび割れが入ることにより、圧縮力の耐力が低減するためと考えられる。</p>	<p>図3 Vcの低下</p>
その他	六車照、渡辺史夫：第7回コンクリート工学年次講演会論文集 Vol.7 pp.541-544 1985	水野淳一、関博、吉田望：土木学会第51回年次学術講演会概要集 第5部 pp.92-93 平成8.9	二羽淳一郎、崔益錫、田辺忠顕：土木学会文集 No.508 V.26 pp.79-88 1995.2 (せん断耐力機構に関する参考)

部材に要求される変形性能に応じてせん断耐力を算定する合理的な手法であると言える。

(2) Priestley らの考え方¹⁷⁾

Priestley らは、ASCE-ACI 426 委員会が推奨するせん断耐力式は実験値と必ずしもよい一致を示さないことを指摘している (図-3.7.4 参照)。特に、要求されるじん性レベルが低い部材に対してはせん断耐力をかなり過小評価する傾向がある反面、要求されるじん性レベルが高い部材に対しては場合によっては危険側の値を与えることを指摘している。そして、これらのことを改善できる柱のせん断耐力式として以下の考え方を推奨している。

せん断耐力 V_d は次式により計算する

$$V_d = V_c + V_s + V_p \tag{3.7.10}$$

ここに、 V_c : コンクリートにより受け持たれるせん断耐力

V_s : せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力

V_p : 軸方向圧縮力によるせん断耐力の増加分

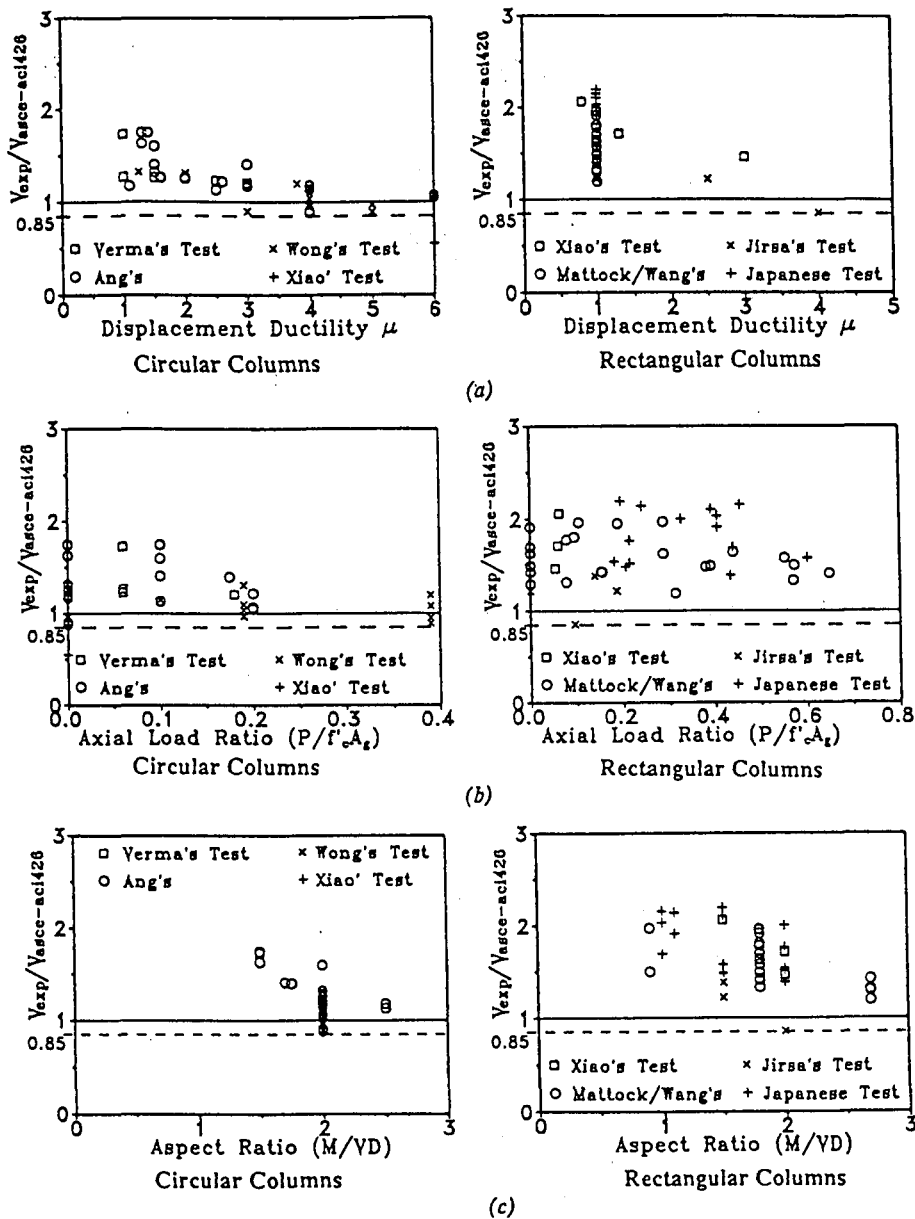


図-3.7.4 ASCE-ACI 426 委員会によるせん断耐力式と実験値の比較

ここで、コンクリートにより受け持たれるせん断耐力 V_c は次式により計算する。

$$V_c = k\sqrt{f'_c} A_e \quad (3.7.11)$$

ここに、 A_e : 柱の有効断面積 (= $0.8A_{gross}$ 、 A_{gross} : 柱の全断面積)

ここで重要となるのが、部材じん性率の影響を考慮する係数 k であり、Priestley らは図-3.7.5 に示すように、 $\mu \leq 2$ の場合の $k = 3.5$ (psi 単位、 N/mm^2 単位では 0.29) から $\mu \geq 8$ の場合の $k = 0.6$ (psi 単位、 N/mm^2 単位では 0.05) の間で部材じん性率 μ の増加に伴い減少させるようにしている。また、直交する 2 方向に対してじん性的な挙動を期待する部材に対しては、一方向のみにじん性的な挙動を期待すると比較して、 k の値を早く減少させるようにしている。

一方、せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力 V_s は次式により計算する。ここでは、斜めひび割れの角度変化が考慮されている。

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{\pi A_s f_y D'}{2s} \cot \theta \quad (\text{円形断面}) \\ &= \frac{A_s f_y D'}{s} \cot \theta \quad (\text{矩形断面}) \end{aligned} \quad (3.7.12)$$

なお、 D' の取り方については図-3.7.6 参照。

さらに、軸方向圧縮力による影響は、コンクリート標準示方書のように V_c に含めることはせず、図-3.7.7 に示すように、 $V_p = P \tan \alpha$ (P : 軸力、 α : 軸力による斜め圧縮ストラットと部材軸のなす角度) として別に算出している。

これらの考え方により計算したせん断耐力の実験値と計算値を比較したものを図-3.7.8 に示す。

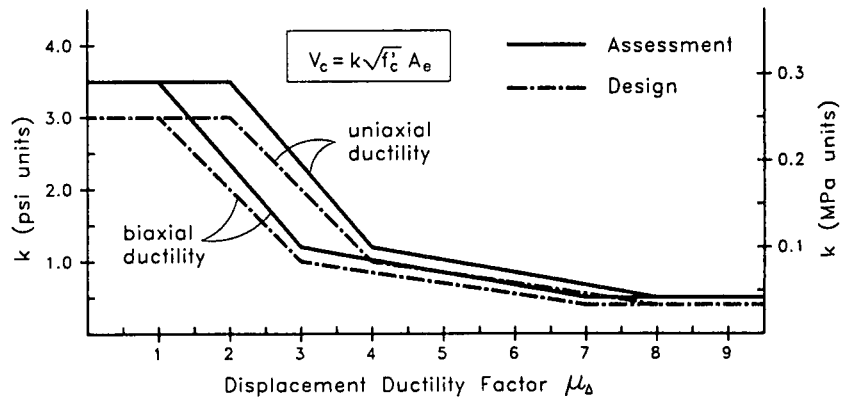


図-3.7.5 じん性率 μ と係数 k の関係

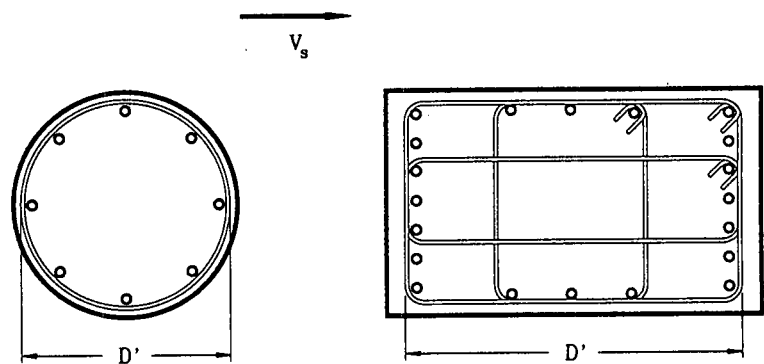


図-3.7.6 D' の取り方

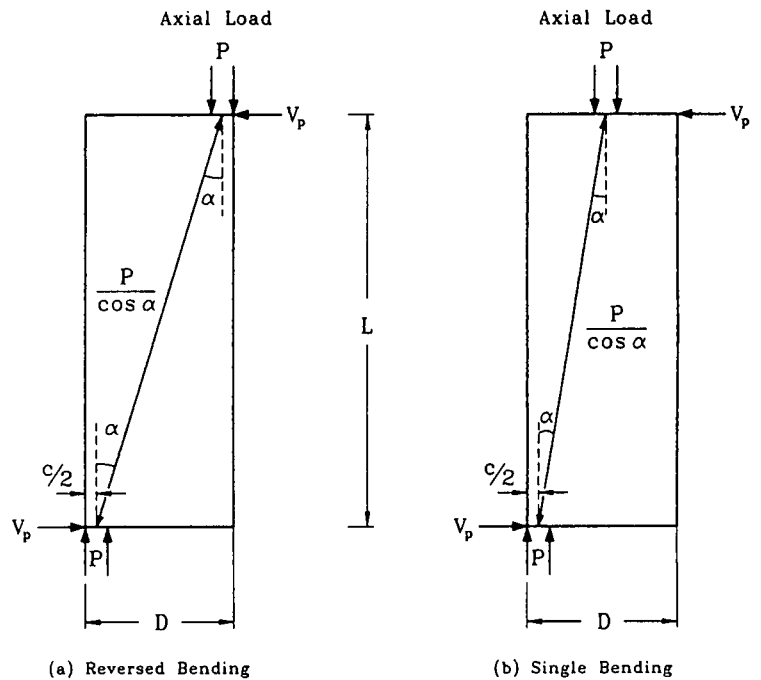


図-3.7.7 柱のせん断耐力に及ぼす軸方向力の効果

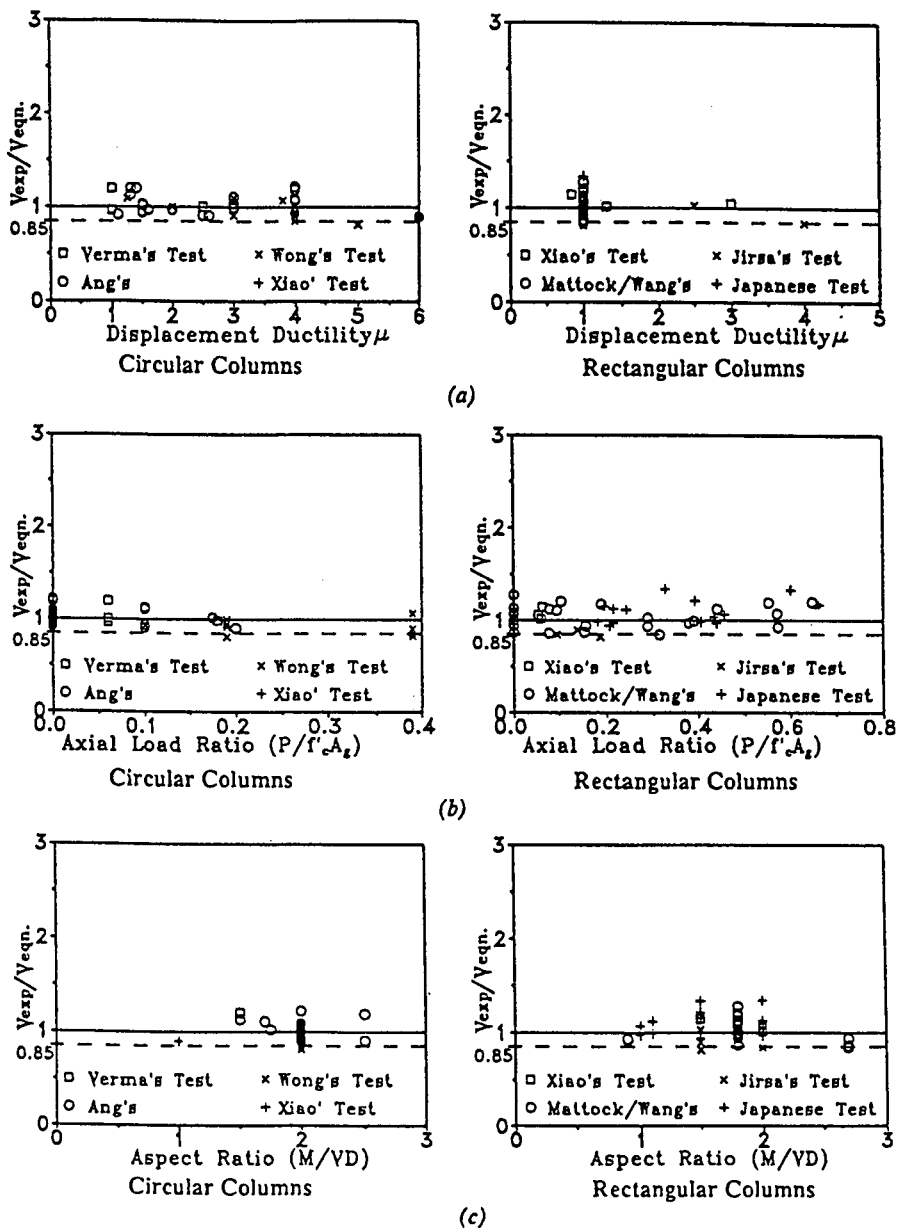


図-3.7.8 Priestleyらの提案式と実験値の比較

3.7.3 じん性率とコンクリート負担せん断力の低下との関係に関する考察

既往の実験結果を対象として、繰返し荷重下のコンクリート負担せん断力 V_c に関する検討を実施した。検討には、表-3.7.1に示した既往の研究中の「大変形を伴う正負交番載荷でのRCはりのせん断破壊挙動」¹⁸⁾の実験データ、ならびに、土木学会コンクリート技術シリーズ「阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式」¹⁹⁾に記載されているデータを用いた。以下に各のデータを用いた検討結果について報告する。

(1) 「大変形を伴う正負交番載荷でのRCはりのせん断破壊挙動」¹⁸⁾のデータに関する検討

a) データの整理方法

①整理方法1

- せん断耐力 $V_d (=V_{cd} + V_{sd})$ は実験開始時には曲げ耐力より大きい、繰返し載荷によりコンクリートの負担せん断力 V_{cd} のみが V_{cn} に低下して、部材のせん断破壊が生じると仮定する。
- 実験結果の $P-\delta$ 関係の包絡線において、荷重が急激に低下する点(図-3.7.9の'A'点)の荷重、または正負繰返し載荷ループにおいて荷重増加に比べて変位が急激に増加し始める(図-3.7.9の'B'点)場合は、荷重反転前の最大荷重を P_u として読みとり、'A'点(または'B'点)の変位と降伏変位の比からじん性率を算定する。

- せん断補強筋が負担するせん断力 V_{sd} を一定と仮定し、次式で V_{cd} の低減係数 γ を算定する。 γ が 1.0 以上の場合は、当初の V_{cd} が終局時においても保持されていると考え、1.0 以下になれば変位の増加ならびに荷重繰返しとともに V_{cd} が低下していると考え。この値は、設計を考える場合、要求する変形性能に対する V_{cd} の低減係数と考えることができる。

$$\gamma = (P_u - V_{sd}) / V_{cd} \quad (3.7.13)$$

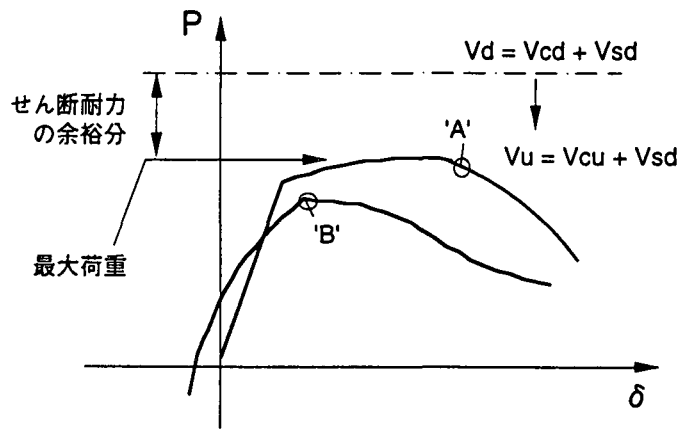


図-3.7.9 P-δ 関係概念図

②整理方法 2

- データを引用したこの文献[18]によれば、
「正負交番荷重を与えた RC はりは、主鉄筋の降伏以後最大荷重に到達すると、せん断耐荷性状の激しい劣化に伴い耐荷力の著しい低下が認められた。したがって、変位じん性率を $\mu = \delta_2 / \delta_1$ (δ_1 : 降伏時たわみ、 δ_2 : 最大荷重時たわみ) で定義した。」とある。この実験時の状況を考慮した定義を参考にし、最大荷重 $P_{max} =$ せん断耐力 $V_d (= V_{cu} + V_{sd})$ と仮定する。
- せん断補強筋が負担するせん断力 V_{sd} を一定と仮定し、次式で V_{cd} の低減係数 γ を算定する。

$$\gamma = (P_{max} - V_{sd}) / V_{cd} \quad (3.7.14)$$

b) 検討結果

上記の 2 方法により、コンクリートの負担せん断力の低減係数 γ とじん性率 μ の関係を整理し直線回帰した結果を図-3.7.10 および図-3.7.11 に示す。

いずれの整理方法による結果も、変形の進行とともにコンクリートの負担せん断力 V_c が低下する右下がりの傾向を示し、低減係数 γ とじん性率 μ に関する以下の回帰式が各々得られた。

$$\text{整理方法 1 : } \gamma = 1.680 - 0.380\mu \quad (3.7.15)$$

$$\text{整理方法 2 : } \gamma = 1.558 - 0.357\mu \quad (3.7.16)$$

いずれの整理方法によっても回帰式はほぼ同一となり、この結果によるとコンクリートの負担せん断力 V_c が低下し始めるのは $1.6 \sim 1.8 \delta_y$ 、 $\mu = 4.4$ 程度で $\gamma = 0$ となる。この結果は実験データを引用した研究報告の結果とも整合する。しかし、表-3.7.1 に示した六車らの研究²⁰⁾と比較すると、低減係数 γ のじん性率 μ に対する低下率がかなり大きな結果となった。

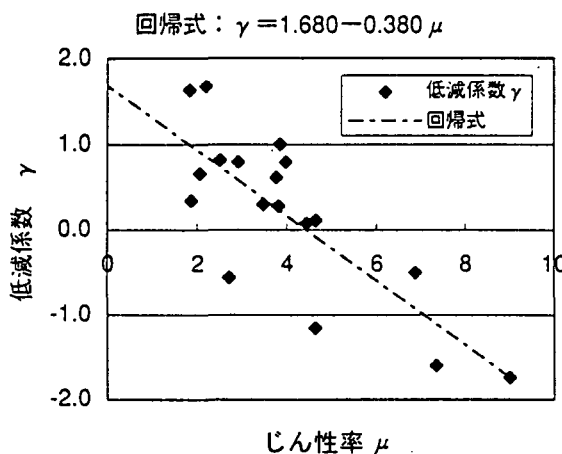


図-3.7.10 整理方法 1 による結果

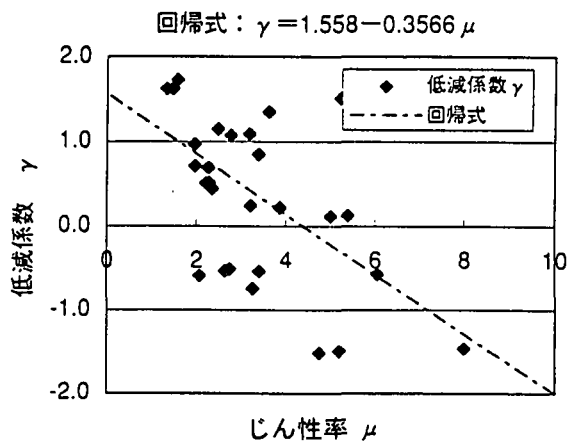


図-3.7.11 整理方法 2 による結果

(2) 「阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式」¹⁹⁾のデータに対する検討

a) データの整理方法

文献[19]に記載されているデータのうち、破壊モードが曲げ降伏後のせん断破壊と明記されたもの(表-3.7.2に示す矩形断面20体、円形断面12体。ただし軸力の影響無視は無視した)を選定して、以下の2方法により検討を実施した。

①整理方法3

- 断面耐力が降伏耐力(=曲げ降伏時作用せん断力 V_{my})まで低下した時点を終局時としてじん性率 μ を算定し、せん断耐力 $V_d (=V_{cd}+V_{sd})$ から V_{my} までの低下量をコンクリートの負担せん断力 V_c の低下量と考えて処理する(図-3.7.12参照)。

- せん断補強筋が負担するせん断力 V_{sd} を一定と仮定し、次式で V_{cd} の低減係数 γ を算定する。

$$\gamma = 1 - (V_d - V_{my}) / V_{cd} \quad (3.7.17)$$

②整理方法4

- 最大耐力時せん断力 V_{mu} からせん断補強筋負担分 V_{sd} を差し引き、それをコンクリート負担分と考える(図-3.7.12参照)。 V_{mu} を終局時のせん断耐力と考え、次式により低減係数 γ を計算する。なお、この整理方法は前出の整理方法2と基本的には同じである。

$$\gamma = (V_{mu} - V_{sd}) / V_{cd} \quad (3.7.18)$$

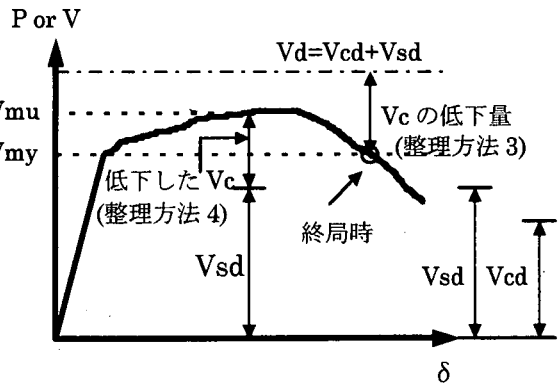


図-3.7.12 整理方法3および4の考え方

表-3.7.2 検討に用いたデータ

供試体の種類・名称	σ_n (kgf/cm ²)	V_{my} (tf)	V_{mu} (tf)	V_{cd} (tf)	V_{sd} (tf)	V_d (tf)	δ_{up} (mm)	δ_y (mm)	じん性 率 μ	$V_d - V_{my}$ (tf)	低減係数 γ $1 - (V_d - V_{my}) / V_{cd}$	$V_{mu} - V_{sd}$ (tf)	低減係数 γ $(V_{mu} - V_{sd}) / V_{cd}$	
矩 形	oogata	15	100.1	122.4	58	93.21	151.2	145.5	21.8	6.68	51.11	29.19	0.503	
	kogata	15	9.3	11.2	7.74	8.16	15.9	61.9	7.88	7.86	6.6	3.04	0.393	
	oota-b	10	22.5	23.75	21.73	7.4	29.13	41.7	6.53	6.39	6.63	16.35	0.752	
	oota-c	10	22.5	23.75	21.73	14.8	36.53	45.6	6.53	6.98	14.03	8.95	0.412	
	oota-d	10	22.5	23.75	21.73	14.8	36.53	49.7	6.53	7.61	14.03	8.95	0.412	
	oota-e	10	22.5	23.75	21.73	14.8	36.53	44.4	6.53	6.80	14.03	8.95	0.412	
断 面	oota-f	10	22.5	23.75	21.73	3.7	25.43	30.9	6.53	4.73	2.93	20.05	0.923	
	higai2-1	0	9.2	10.18	11.71	0	11.71	15.2	3.7	4.11	2.51	10.18	0.869	
	higai2-2	0	9.2	10.18	11.71	0	11.71	19.2	3.7	5.19	2.51	10.18	0.869	
	higai2-3	0	9.16	10.16	11.82	0	11.82	20.4	3.65	5.59	2.66	10.16	0.860	
	ishi3-2	5	14.33	15.05	10.36	0	10.36	9.4	3.28	2.87	-3.97	15.05	1.453	
	ishi3-5	5	15.19	16	9.85	0	9.85	14.6	2.31	6.32	-5.34	16	1.624	
	ishi5-7	5	20.51	21.56	12	5.8	17.8	9.8	2.18	4.50	-2.71	15.76	1.313	
	ishi6-1	10	21.7	22.59	14.27	13.14	27.41	38.3	8.15	4.70	5.71	9.45	0.662	
	ishi6-2	10	21.7	22.59	14.27	20.15	34.42	58	8.15	7.12	12.72	2.44	0.171	
	ishi6-3	10	28.18	33.91	14.15	17.99	32.14	55.7	9.55	5.83	3.96	15.92	1.125	
面	ishi6-4	10	28.18	33.91	14.15	28.33	42.48	60	9.55	6.28	14.3	5.58	0.394	
	suzukiA2	10	22.57	26.27	12.07	18.3	30.37	27.4	2.9	9.45	7.8	7.97	0.660	
	suzukiA4	10	15.11	16	13.79	4.83	18.62	33.2	5.98	5.55	3.51	11.17	0.810	
	suzukiA5	10	19.9	24.28	13.64	14.65	28.29	55.3	6.83	8.10	8.39	9.63	0.706	
	円 形	ks-o7	0	26.08	31.67	9.54	17.08	26.62	31.6	3.59	8.80	0.54	14.59	1.529
		ks-o8	0	17.93	22.72	9.52	17.08	26.6	30.04	2.29	13.12	8.67	5.64	0.592
		ks-o9	0	20.81	25.2	9.42	17.08	26.5	40	5.22	7.66	5.69	8.12	0.862
		ks-o11	0	25.62	30.91	8.97	25.63	34.6	28.75	3.93	7.32	8.98	5.28	0.589
		ks-o16	62	34.82	33.11	10.17	34.07	44.24	38.8	4.57	8.49	9.42	-0.96	-0.094
		ks-o18	29	39.69	42.21	9.38	34.22	43.6	26.3	2.76	9.53	3.91	7.99	0.852
ks-o19		36	31.77	32.96	10.27	34.01	44.28	50.5	3.89	12.98	12.51	-1.05	-0.102	
ks-o20		0	24.97	30.3	10	16.27	26.27	27.7	4.17	6.64	1.3	14.03	1.403	
ks-o21		0	16.23	19.95	7.86	17.03	24.89	39.5	3.15	12.54	8.66	2.92	0.372	
ks-o23		34	25.02	26.1	10.06	16.97	27.03	31.9	5.49	5.81	2.01	9.13	0.908	
ks-o29		0	25.24	30.34	9.02	23.68	32.7	32	4.03	7.94	7.46	6.66	0.738	
ks-o30		0	25.46	30.69	9.11	24.21	33.32	42.1	3.92	10.74	7.86	6.48	0.711	

b) 検討結果

整理方法 3 および 4 により、コンクリート負担せん断力の低減係数 γ とじん性率 μ の関係を整理し直線回帰した結果を図-3.7.13 および図-3.7.14 に示す。

いずれの整理方法による結果も、(1)の結果と同様に、変形の進行とともにコンクリート負担せん断力 V_c が低下する右下がりの傾向を示している。低減係数 γ とじん性率 μ の回帰式を以下に示す。

表-3.7.3 回帰結果の比較

整理方法	断面形状	$\gamma=1.0$	$\gamma=0.0$
3	矩形断面	$4.0 \delta y$	$9.6 \delta y$
	円形断面	$2.5 \delta y$	$12.5 \delta y$
4	矩形断面	$4.5 \delta y$	$11.5 \delta y$
	円形断面	$6.2 \delta y$	$16.3 \delta y$

$$\begin{aligned} \text{整理方法 3: } \gamma &= 1.705 - 0.178\mu && \text{(矩形断面)} \\ &= 1.246 - 0.100\mu && \text{(円形断面)} \end{aligned} \quad (3.7.19)$$

$$\begin{aligned} \text{整理方法 4: } \gamma &= 1.640 - 0.142\mu && \text{(矩形断面)} \\ &= 1.613 - 0.099\mu && \text{(円形断面)} \end{aligned} \quad (3.7.20)$$

整理方法 3、4 では回帰式が多少異なり、コンクリート負担せん断力 V_c が低下し始める時点 ($\gamma=1.0$) および V_c が 0 となる時点 ($\gamma=0$) はそれぞれ表-3.7.3 に示すようになる。しかし、どちらの整理方法による回帰式でも(1)で得られた回帰式より低減係数 γ のじん性率 μ に対する低下率は小さく、六車ら²⁰⁾の提案する低減係数に近い結果となった。(1)の結果との相違の主たる原因は、(1)の実験では軸力が導入さ

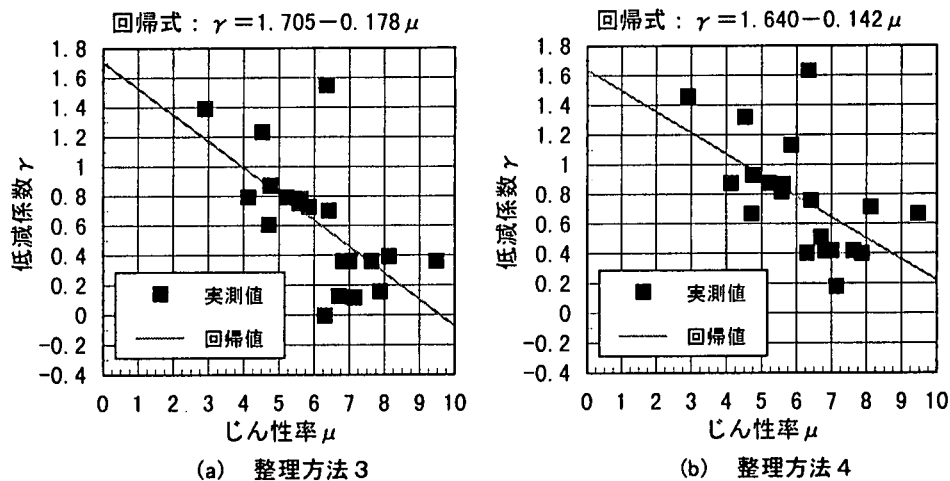


図-3.7.13 矩形断面に対する結果

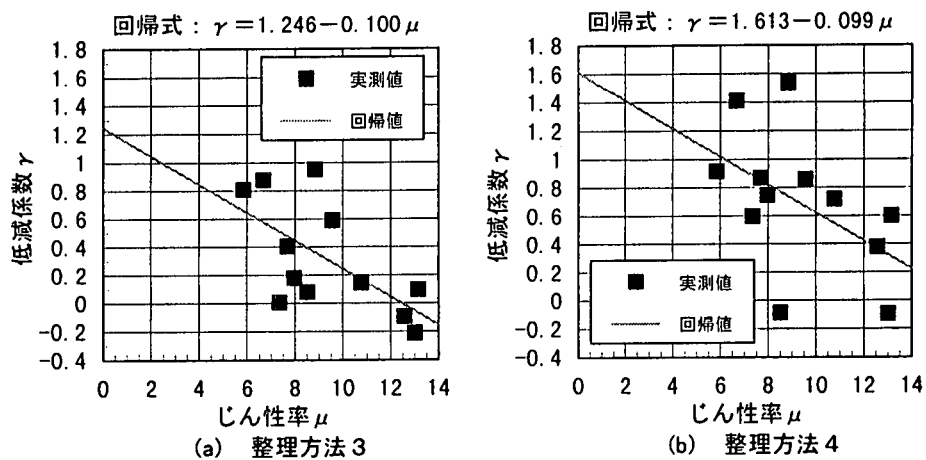


図-3.7.14 円形断面に対する結果

れていないのに対し、(2)のデータには軸力が導入されている供試体が比較的多く含まれていることから、軸圧縮力がコンクリートの負担せん断力 V_c の低下を抑制しているものと考えられる。

(3) 検討結果のまとめ

既往の研究の実験データを整理することにより、繰返し載荷下のコンクリートの負担せん断力 V_c とじん性率 μ の関係を定量的に表現することを試みた。検討に用いたデータは限られたものではあるが、その結果より、コンクリートの負担せん断力 V_c の低減係数 γ はじん性率 μ の関数として表すことができること、また、繰返し荷重下のせん断耐力が $V_d = V_{sd} + \gamma \cdot V_{cd}$ として算定できることの可能性を示した。さらに、軸力がコンクリートの負担せん断力 V_c の低減係数 γ に及ぼす影響が比較的大きいことも明らかとなった。今後は部材のせん断スパン比、作用軸力、鉄筋比およびコンクリート強度等をパラメータとしたより詳細な低減係数 γ の算定式の検討が必要であると考えられる。

3.7.4 まとめ

ここで紹介した種々の考え方や、既往の実験データを用いた検討結果より、繰返し載荷下のコンクリートの負担せん断力の低下を合理的に考慮したせん断耐力式を将来導入することは十分可能であると考えられる。したがって、今後はこれらの考え方と実験データとの整合性を検証し、より精度の高いせん断耐力式の確立を目的とした検討が必要であろう。

3.8 動的解析の現状と課題

3.8.1 セン断変形の評価

RC部材が正負交番荷重を受けた場合、そのせん断耐力は著しく減少することは前述したとおりであり、その破壊のメカニズムとして、軸方向鉄筋が降伏した後にせん断破壊に至るというパターンがしばしば認められる。したがって部材の性能、特に変形性能を的確に把握するためには曲げ変形だけではなく、せん断変形をも考慮する必要があると思われる。また、今後設計手法が性能照査型に移行して行くことを考えれば、その事はさらに重要になってくる。しかしながら、せん断変形に関する既往の研究は現時点では少なく、さらなる展開が望まれるところである。

渡辺・河野²¹⁾の行った、帯鉄筋、主鉄筋量、載荷方法を変化させたRC柱供試体を用いた研究によれば、正負交番荷重を行った場合、図-3.8.1に示すようにせん断変形は部材の変形が大きくなり耐力低下が生じ始めるあたりで増加し始めることが示されている。またせん断ひずみの分布は部材全体で一様ではなく、柱基部すなわち塑性ヒンジ区間で大きくなっており、せん断変形に寄与するのは柱基部のみとなっている。さらに同一の変位振幅で荷重を繰り返した場合、曲げ変形は図-3.8.2に示されているように減少して行くのに対して、せん断変形は逆に図-3.8.3に示されているように増加している。つまり、同じ変位振幅を繰り返した場合、振幅に対するそれぞれの変形の割合は、曲げ変形からせん断変形に移行して行くことが示されている。

上記のことは、実験室レベルでの結果であり、軸力も考慮されていないものの、全体の変形に占めるせん断変形が無視できないほど大きくなる場合もあるということを示している。したがって次項以降で、動的解析においてせん断変形の影響をどこまで考慮できるかについて検討することとした。

まず最初に、動的解析手法におけるせん断変形の考慮の現状を、道路橋の下部工を対象とした解析により整理するとともに、その課題をまとめた。

次に、せん断変形を考慮した動的解析の一手法として、曲げの復元力をモデルにピンチングを考慮したモデルを用いて動的解析を行い、その影響について考察した。

3.8.2 動的解析におけるせん断変形の考慮の現状

(1) 曲げ変形とせん断変形について

鉄筋コンクリート部材の復元力特性には、曲げとせん断によるものが考えられる。2つの復元力特性には大きな相違があり、曲げ変形によるものは同一の変位振幅では履歴エネルギー面積の大きな安定した紡錘形の履歴ループを画くのに対し、せん断変形によるものは同一の変位振幅でも復元力が劣化し、履歴エネルギー面積の小さな逆S字状スリップ型の履歴ループとなる。

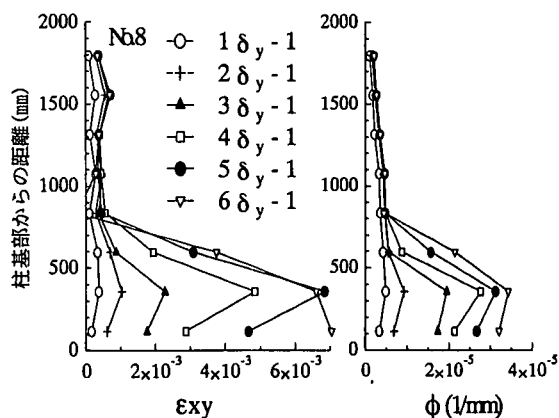


図-3.8.1 セン断ひずみ・曲率の分布状況

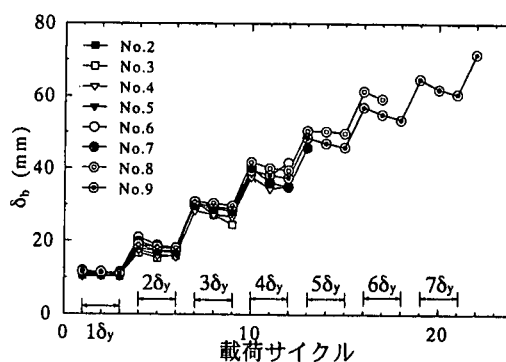


図-3.8.2 曲げ変形の増加状況

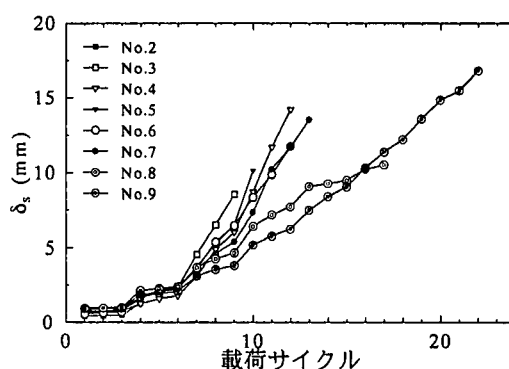


図-3.8.3 セン断変形の増加状況

鉄筋コンクリート部材が正負交番荷重を受けた場合に、軸方向主鉄筋の降伏後にせん断破壊に移行する破壊パターンが知られており、せん断変形の復元力特性は曲げによる部材の損傷の影響を受ける。図-3.8.4でのせん断変形の復元力特性図でせん断降伏に似た挙動を示すのは、曲げ降伏によりせん断力の大きさが制限されるためである。

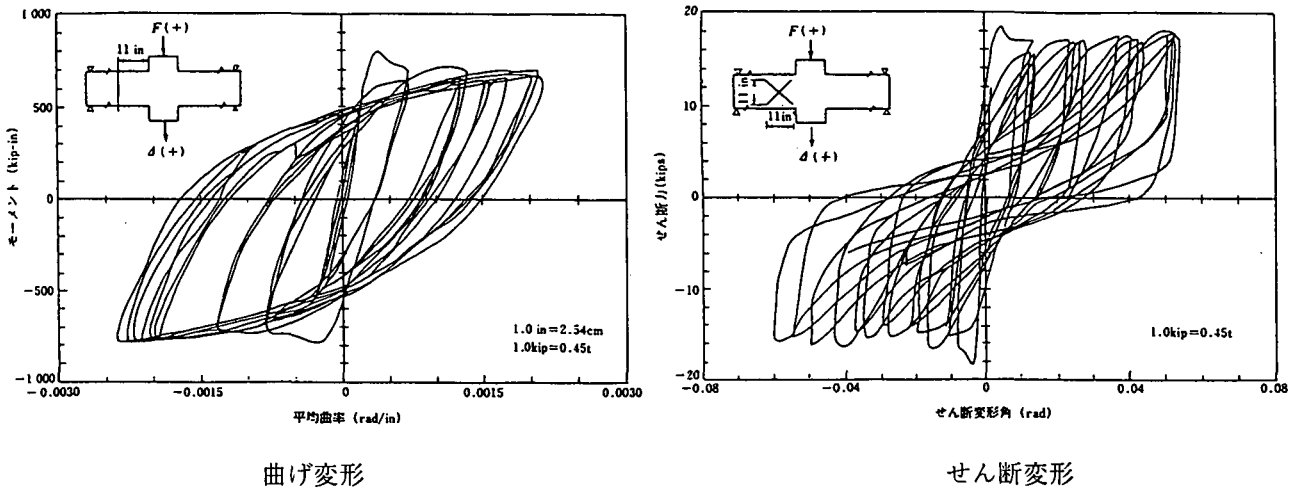


図-3.8.4 曲げ変形とせん断変形²²⁾

(2) 動的解析の現状

道路橋示方書（耐震設計編、平成 8 年 12 月）²¹⁾では曲げ変形型の鉄筋コンクリート部材にのみ塑性変形を許容しており、せん断破壊型と曲げ損傷からせん断破壊移行型については許容塑性率を 1.0 として塑性変形を許容していない。荷重の正負繰返しの効果によるせん断耐力の補正係数 C_c は、タイプ I の地震動に対して 0.6、タイプ II の地震動に対して 0.8 の値がとられている。

このため、部材の材料非線形性を考慮した動的解析では、その非線形性は卓越する曲げ変形に限られることになり、使用されている復元力特性モデルも鉄筋コンクリート部材の曲げ復元力特性をよく表現する「武田型 ($\gamma = 0.4$)」や「武藤型」が使用されている。

また、モデル化の手法は① $M-\theta$ モデル、② $M-\phi$ モデル、③ $P-\delta$ モデル、④ $M-\theta$ と $M-\phi$ の併用モデル等が使用されているが、その特性はすべて断面分割による $M-\phi$ 関係から算出されているため、曲げによる部材の損傷に起因するせん断変形の影響は考慮されていない。また、せん断耐力の低下については破壊状態の判定時に考慮されているため、動的解析において考慮する必要がなくなっている。

(3) せん断変形の影響

曲げ降伏による部材損傷によりせん断変形が増大する鉄筋コンクリート部材に対して、動的解析においてどの程度の影響を応答値に与えるかを検証するための解析を行った。解析は図-3.8.5 に示す標準的な下部工形式のものを用いた。曲げとせん断の相互作用の影響を考慮した履歴特性を用いることは困難であるため、各々独立した履歴特性を出来るだけ影響が大きくなるように設定した。

i) 解析条件

・解析モデル

解析モデルを図-3.8.6 に示すように橋脚部のみを取り出し、質量は水平方向成分のみの集中質量として与えた。橋脚の梁とフーチングはともに剛体要素としている。

・復元力特性

曲げ変形とせん断変形の復元力特性は各々独立したものと仮定し、脚柱部材の個々の要素に曲げモーメントと曲率 ($M-\phi$)、せん断力とせん断角 ($S-\gamma$) の関係に非線形な履歴特性を考慮している。 $M-\phi$ 関係には武田モデル、 $S-\gamma$ 関係にはスリップモデルを用いている。 $S-\gamma$ 関係の骨格曲線上の降伏点は曲げ降伏後からせん断変形が増大するので曲げによる降伏水平耐力と同一としている。また、せん断変形が

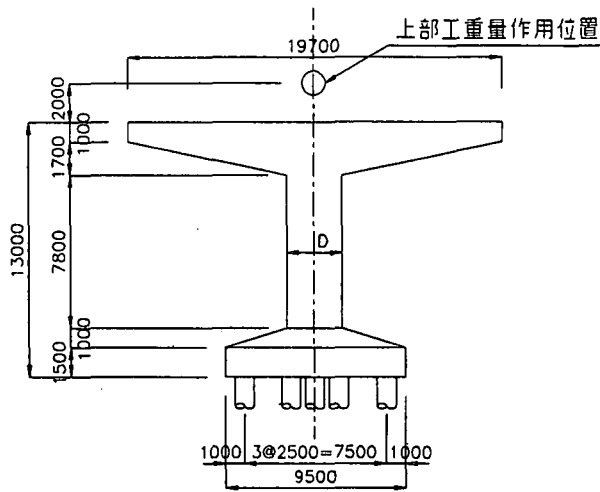


図-3.8.5 橋脚形状



図-3.8.6 解析モデル

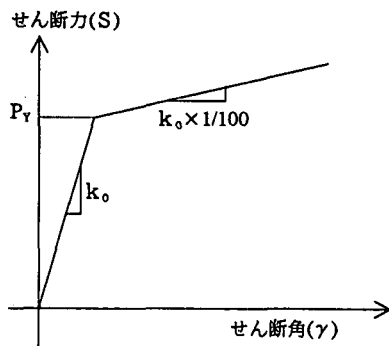


図-3.8.7 S- γ の骨格曲線

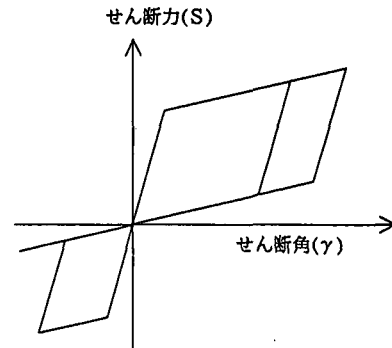


図-3.8.8 スリップモデル

増大する区間は塑性ヒンジ区間に限られるため、せん断変形に非線形を与える要素は脚柱下部 1.5m (塑性ヒンジ長 1.45m) の 3 要素のみとしている。

・減衰

減衰定数は橋脚躯体を 2%、基礎-地盤系を 20%としている。弾性域でのモード解析と各要素の減衰定数によりひずみエネルギー比例のモード減衰率を求め、Rayleigh 減衰による減衰行列を過渡応答解析に用いる減衰行列としている。

・入力地震波

入力地震波は神戸海洋気象台記録の NS 成分 (最大 818gal、 $\Delta t=0.02$ 秒) とし、数値積分法は Newmark- β 法 ($\beta=0.25$) を用い、計算時間間隔は 0.001 秒としている。

ii) 解析結果

解析は表-3.8.1 に示すケースについて行った。
表-3.8.2 に解析結果を示す。

表-3.8.1 解析ケース

CASE	解析内容	せん断変形
1	動的	線形
2	動的	非線形

表-3.8.2 解析結果

CASE	上部工 加速度 (gal)	上部工 変位 (cm)	脚基部 せん断力 (tf)	脚基部 曲げモーメント (tf·m)	脚基部 せん断角 (rad)	脚基部曲率
1	979	19.9	671	6215	9.79E-5	5.83E-3
2	977	19.9	459	6173	1.61E-3	5.77E-3

iii) 結果の評価と課題

- ・ 塑性ヒンジ区間のせん断変形の増大は曲げ降伏後の曲げ変形の増大に比較すれば、それほど大きなものとはならず、上部工位置での全体としての変位増加に対するせん断変形の占める割合は小さなものとなる。
- ・ 塑性ヒンジ区間で曲げ降伏後にせん断変形が増大しても、せん断変形の全体の変形に占める割合は小さいため、その振動モードと動的な応答性状に大きな影響は与えない。
- ・ 曲げ降伏後には塑性ヒンジ域でのせん断変形の増大とともに、変位振幅の繰返しによりせん断耐力も低下するが、解析には考慮されていない。また、解析に曲げとせん断の相互作用の影響やせん断耐力の低下が考慮できたとしても、曲げ降伏後にせん断変形が増大する部材の振動モードと動的な応答性状に与える影響がそれほど大きくなるとは考えにくい。せん断変形の増加よりも、動的な変位振幅の繰返しによるせん断耐力の低下をどの程度見込み、その値を動的解析の結果の評価にどのように反映させるかがより重要な課題となる。

3.8.3 ピンチングを考慮した動的解析

(1)せん断とピンチング

耐震性照査のための動的解析においてはせん断変形の効果は無視されることが一般的である。これは、一般に部材のせん断変形を考慮した解析を行った場合と、これを無視した場合の解析との相違は殆ど現れないことから、解析の簡略化の観点から正当化されるものである。しかしながら、動的解析における部材のせん断変形やこれによるたわみそのもの影響よりも、せん断変形に伴う復元力特性の変化による影響が応答解析結果に、より重大な相違を与えることが考えられる。

せん断の効果に関わると見られる復元力特性への影響の一つとして、せん断変形に伴うひび割れに関連して発生するピンチングの効果等が考えられる。本項では、ピンチングの効果を曲げ復元力特性に含めることにより考慮した動的解析手法を用い、ピンチングが応答に及ぼす影響を検討する。

(2)ピンチングを考慮した復元力モデル

ピンチングの効果を、曲げ復元力特性の中で考慮するためのモデルが、例えば藤田・家村・井上により提案されている²³⁾。モデル化の概念図を図-3.8.9に示す。このモデルは武田モデルを元に、ピンチングによる荷重反転後の剛性の低下、および復元力の符号の反転後にひび割れが徐々に閉じて行くことによる剛性の増大の度合いを、それぞれパラメータ γ および λ の値により指定する。これらのパラメータは交番載荷試験などにより実験的に求められた履歴復元力特性を元に決定される。

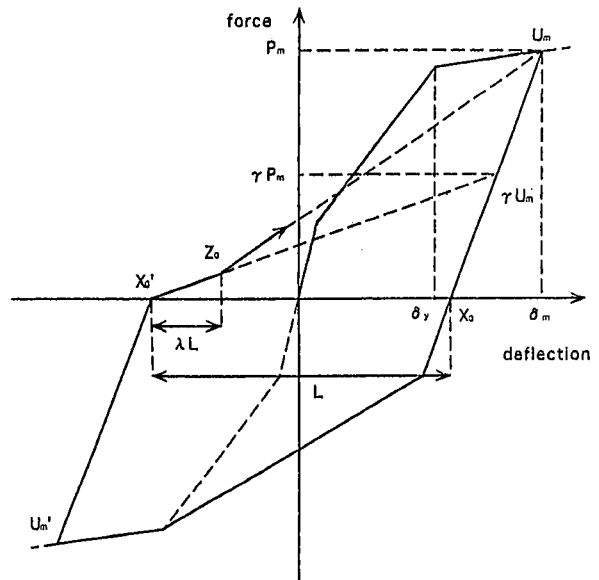


図-3.8.9 ピンチングを考慮した復元力モデル

(3)予想されるピンチングの影響

一般にピンチングをRC橋脚の動的解析に考慮することにより、強震動に対する橋脚の応答解析結果には次のような影響が見られることが予想される。

- ・ 例えば兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録NS成分のような直下型地震に特有の地震動を入力として用いた場合、橋脚応答のピークが入力開始直後の第1波に発生する。それまでの過程においては武田モデルおよびピンチングを考慮したモデルの両者は同一の復元力特性を与えるため、最大応答値については両者に相違はないものと考えられる。

・しかしながら、降伏以降はピンチングにより、荷重符号の反転後の剛性低下と、それに続く剛性の増加が現れる。これは履歴ループの面積の減少という形で1サイクルあたりのエネルギー吸収量が減少する効果を与える。このため、応答開始直後の応答ピーク以降続く振動的応答の部分においては、全般的に応答振幅が増大する。

(4) 計算例

RC橋脚を想定したモデルを用いて非線形動的応答解析を行い、具体的なピンチングの影響を検討することとした。入力平成7年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録NS成分を用いた。M- ϕ 特性に武田モデルを用いた場合の応答と、ピンチングを考慮した復元力モデルを用いた場合の応答をそれぞれ図-3.8.11および図-3.8.12に示す。事前に予測されるように、橋脚応答のピークが最初に現れるが、最大応答値は両者で特に大きな相違は見られない。

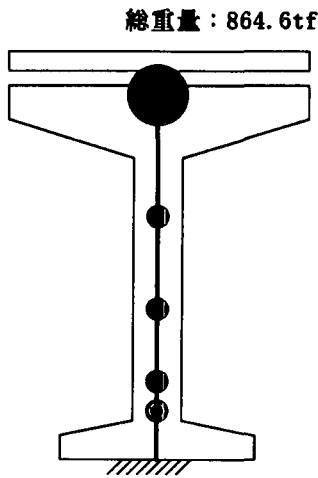
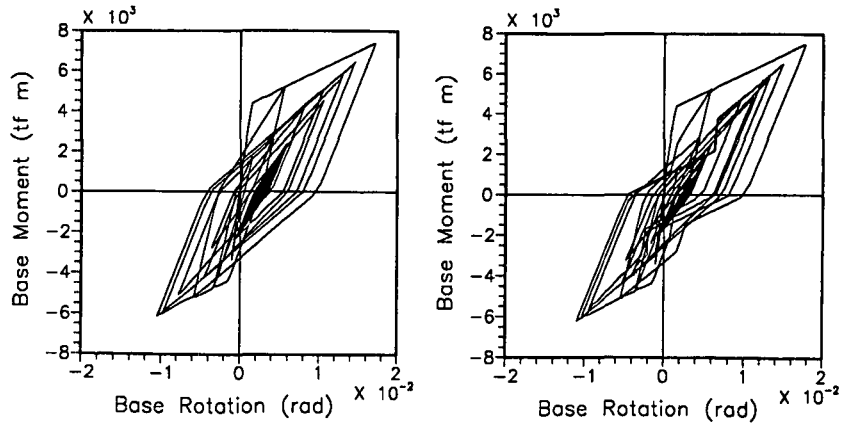


図-3.8.10 解析モデル



(a) 武田モデル

(b) ピンチングを考慮したモデル

図-3.8.11 橋脚基部におけるM- ϕ 履歴ループ

(5) 計算例に関する検討

上記の計算例でも示されたようにピンチングの効果は橋脚の応答計算結果から与えられる最大応答値にあたる影響は少ないため、通常の動的解析による照査のプロセスにおいては考慮する必要性は小さいものと考えられる。また、ピンチングを考慮する場合には、その影響の度合いをパラメータによって指定する必要がある、その値を事前に合理的に推定・設定する手法を確立しなければ実際の応答計算において考慮する事は困難である。

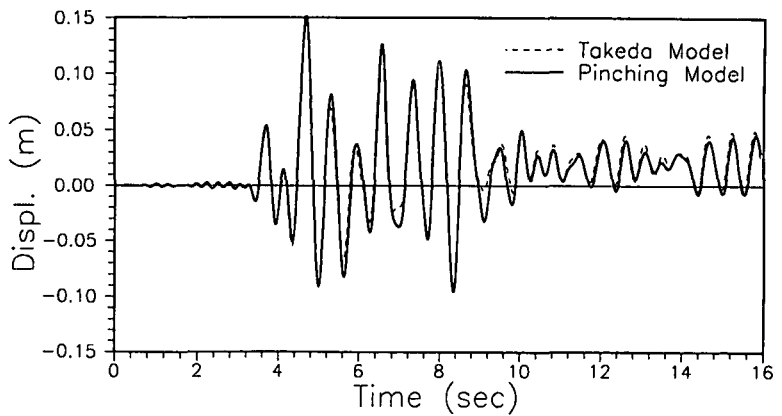


図-3.8.12 橋脚天端応答の比較

しかしながら、応答の最大値が生

じた後の振動応答による正負方向への繰り返し変形の過程において大きめの応答値が生じることから、この段階における橋脚の復元力特性等の劣化や損傷の進行が問題となる場合には、大きな意味を持つ可能性がある。将来的な応答計算手法の検討においては、留意しておくべき点であると考えられる。

3.9 今後の課題

本章では、まず、阪神・淡路大震災を契機として見直し・改訂された国内の各種耐震設計基準について、改訂による主たる変更点をとりまとめるとともに、地震設計に関する基本的考え方についてその要点を示した。これらの国内基準は最新の国外基準とも照らし合わせ、主要な項目についてはそれらの差異を明確にするとともに、改訂前後の国内外基準に基づく円形単柱、矩形単柱ならびにラーメン橋脚の試設計を行うことにより、その差異を具現化した。ついで、地震設計の中で特に重要となるじん性の考え方についてその現状を整理するとともに、道路橋と鉄道橋の設計におけるじん性率の算定方法について、具体的な計算例を示すことでその考え方の相違を整理した。さらに、地震時保有水平耐力や変形性能を合理的に評価する上で今後考慮していかなければならない課題をいくつか挙げ、そのそれぞれに対して検討を行った。

これらの検討を通じて、地震時の構造物の性能を照査するに際しての重要項目の指摘や今後の方向性の提案は行えたものと考えている。しかしながら、合理的な地震設計法を確立していく上で重要な項目は数多く残されている。

まず、材料の *overstrength* と破壊モードの関係についてであるが、震災後の 1996 年 8 月に制定された土木学会コンクリート標準示方書耐震設計編においては、破壊モードの判定で曲げ耐力を算定する際に鋼材の実引張降伏強度を考慮することが明記されており、3.6 節で示したようにその影響度ももっとも高い軸方向鉄筋の *overstrength* がようやく考慮されるようになった。また、道路橋示方書 V 耐震設計編においてもコンクリートの応力ひずみ関係における帯鉄筋の拘束効果が考慮されるようになり、実状を反映した設計がなされつつある。しかしながら、既存構造物にはこれらのことが反映されていない。特に、既存橋脚の中には曲げ耐力とせん断耐力の比が 1 に近いものが比較的多く、今後進められて行くであろうこれらの橋脚の耐震診断や補強設計に際して、材料の *overstrength* による破壊モードの変化をどのように考慮していくかが今後の大きな課題となる。新設構造物の設計 (*design*) と既設構造物の評価 (*assessment*) は本来異なるものであってしかるべきであり、特に既存橋脚の耐震診断や補強設計に際しては *overstrength* の影響、すなわち実際の材料強度や寸法を反映した評価が必要であろう。

次に、繰返し荷重下のせん断耐力の低下に関してであるが、従来より、正負交番繰返し荷重下ではコンクリートの負担せん断力が著しく低下することが指摘されてきた。兵庫県南部地震において RC 橋脚の曲げ降伏後のせん断破壊が数多く見られたことはこのことを実証する結果となった。震災後改訂された各種示方書において、直接的であれ間接的であれようやくこのことが設計にも取り入れられるようになり、その意味では合理的な設計がされるようになってきたと言える。しかしながら、性能照査型の設計法を採用することが考慮されている近い将来においては、3.7 節で紹介したような、構造物に要求される塑性変形能に応じたせん断設計手法を取り入れていくことも考えていかなければならないであろう。そのためにも正負交番繰返し荷重下のせん断抵抗メカニズムについてはさらなる研究が必要であると考えられる。

また、震災後、地震時の保有水平耐力や変形性能の照査を行う際に動的解析を行うことが主流になりつつある。動的解析により設計想定地震時の曲げモーメントやせん断力さらには変位の最大応答値が算出され、これらと構造物・部材が有する断面耐力やじん性率を比較することにより照査が行われるわけであるが、現行の方法においては履歴復元力モデル等において必ずしもその破壊形式や変形のメカニズム（たとえば曲げ降伏後せん断破壊するような部材におけるせん断変形の影響等）が考慮されているわけではない。3.8 節において動的解析におけるせん断変形の影響に関する検討を行ったものの、その結果はせん断変形を考慮しても橋脚天端の変位等に及ぼす影響は比較的小さいということであった。このことは、動的解析を照査用の断面力を算出する一つの手法としてとらえるならば、現行の手法が特に問題のあるものではないことを示す一つの結果であると考えられるが、曲げ降伏後のせん断破壊のようにその破壊形式や変形メカニズムが変化する場合や最大応答値以降の性状が問題となるような場合には問題を残しているのも事実である。今回の検討ではその点まで踏み込むことはできなかったものの、地震時に構造物が実際にどのように挙動するかを明らかにするためにも、破壊や変形のメカニズムを詳細に考慮した動的解析手法の開発が望まれる。

なお、本章では特に取り扱っていないものの、入力地震動のレベルをどのように決定するかという問題や地盤との相互作用の問題、さらには、地震時の構造物の限界状態の種類とその規準、入力地震動のレベ

ルと各種限界状態との対応および照査方法、性能照査型設計法の導入等、地震設計法そのものの考え方についても残された課題は非常に多い。特に、土木構造物に対しても近い将来取り入れられることになるであろう性能規定に対して、構造物に与えられた性能をどのように、また、如何に合理的に照査するかを念頭に置いた検討が必要であろう。本章で検討した項目がそのための貴重な資料となることを願うとともに、ここで示した課題について更なる検討を重ねていくことが、将来における合理的な地震設計法の確立につながるものと思われる。

参考文献

- 1) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書耐震設計編、1996.8.
- 2) 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.
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、丸善、1992.11.
- 4) 矢島、本郷、魚本：繰返し載荷された RC 梁の累積損傷および破壊特性評価、土木学会論文集、No.490/V-23、1994.5.
- 5) 井上、宮川、藤井：パーシャリープレストレストコンクリートはり部材の正負交番荷重下の消散エネルギーと損傷評価、土木学会論文集、No.496/V-24、1994.8.
- 6) 鈴木、赤倉、足立、尾坂：RC 構造の損傷度評価に関する基礎的研究、土木学会論文集、No.490/V-23、1994.5.
- 7) Darwin, D. and Nmai, C. K : Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load, Journal of Structural Engineering, Vol.112, No.8, 1989.
- 8) 石橋、吉野：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、No.390/V-8、1988.2.
- 9) 桧貝、二羽、岡村：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 部材の破壊メカニズムに関する考察、コンクリート工学年次論文報告集、第9巻第2号、1987.6.
- 10) 太田：単一柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所報告第153号、1980.3.
- 11) 町田、睦好、豊田：鉄筋コンクリート部材のじん性率の定量化に関する研究、コンクリート構造物のじん性とその評価に関するコロキウム論文集、1988.3.
- 12) Park, Y. J. and Ang, A. H. -S. : Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of structural Engineering, Vol.111, No.4, 1985.
- 13) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」の準用に関する参考資料（案）、1995.6.
- 14) 日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会中間報告書、1995.12.
- 15) 塩川ほか：鉄筋の機械的性質に関する調査報告、GBRC 771995-1
- 16) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990.
- 17) M.J.N.Priestley, F.Seible and G.M.Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, JOHN WILEY & SONS, INC, 1996.
- 18) 山田ほか：大変形を伴う正負交番荷重での RC はりのせん断破壊挙動、土木学会第42回年次学術講演会講演概要集、Vol.5、pp.230-231、1987.
- 19) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式、コンクリート技術シリーズ、No.12、1996.
- 20) 六車、渡辺：鉄筋コンクリート柱のせん断耐力評価に関する研究、コンクリート工学年次講演会論文集、Vol.7、pp.541-544、1985.
- 21) 渡辺、河野：曲げ降伏後にせん断破壊を生じる RC 柱部材の変形特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.729-734、1997.6.
- 22) 梅村：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続、技報堂出版、1982.
- 23) 家村、井上、藤田：中空断面 RC 部材の履歴復元力モデルに関する検討、平成7年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要、1995.5.