

巨大地震災害への対応検討特別委員会

耐震性評価及び耐震設計検討部会

〔 土木学会・日本建築学会
巨大地震対応共同研究連絡会 土木構造物部会 〕

概要報告書

平成18年3月

社団法人 土木学会

目次

1 . はじめに	1
2 . 活動経緯	
2.1 検討方針	2
2.2 部会の構成	3
2.3 検討経緯	5
3 . 研究成果の概要	
3.1 はじめに	7
3.2 道路橋WG	7
3.3 鉄道橋WG	11
3.4 港湾施設WG	15
3.5 地下構造物WG	18
3.6 パイプラインWG	22
3.7 タンクWG	25
3.8 土構造WG	31
3.9 ダムWG	34
3.10 構造物の強度等調査法WG	38
3.11 動的解析WG	41
3.12 優先度WG	44
4 . まとめと今後の課題	48

1. はじめに（土木構造物部会の目的）

東南海地震や南海地震など海溝型の巨大地震の逼迫性が懸念されている。中央防災会議の専門調査会は平成15年4月に「東海地震対策大綱」を、さらに同年12月には東南海地震、南海地震に対する防災対策推進地域を設定した。専門調査会の報告によれば、これらのプレート境界の巨大地震では、阪神・淡路大震災を上回る強烈な地震動が広域にわたって発生し、住宅、公共建物、道路、鉄道施設、各種ライフラインシステム、臨海コンビナート施設等に甚大な被害が発生すること、および津波による広範な沿岸地域に被害が拡大することが予想されている。このため、既存構造物と施設の耐震診断と耐震補強を早急に実施し、さらに発災後の応急対策と復旧・復興対策を速やかに策定することが求められている。

土木学会は平成7年の阪神・淡路大震災に際し、被害調査と報告会の開催および報告書の刊行や耐震基準と耐震補強など土木構造物の耐震性向上のための基本方針の提言などを実施した。

これらの活動は、我が国の耐震設計上大きな役割を果たしたと考えられる。とくに、「2段階の地震動に対する社会基盤施設の耐震性能の照査」の提言は国の防災基本計画に取り入れられ、兵庫県南部地震以降改訂された各施設の耐震設計の重要な指針となった。しかしながら、海溝型の巨大地震を想定した場合、長周期地震動や巨大地震の震源域近傍の地震動を受けた場合における構造物の安全性など未解決の課題が残されているのも事実である。このため、海溝型の巨大地震に対して土木学会がとるべき対応と社会に果たすべき役割について検討すべく巨大地震災害対応特別委員会が設置された。

この委員会は「地震動部会」、「土木構造物部会」、「地震防災分野の研究開発の方向性検討部会」、「災害情報の共有化に関する技術的基盤検討部会」、「大都市圏の地震防災性向上の方策検討部会」および「地震防災教育を通じた人材育成部会」等7つの部会からなり、2年半にわたる検討を実施した。

本報告書はそのうち土木構造物部会の成果の概要を取りまとめたものである。

しかし海溝型の巨大地震によって発生する長周期を含む地震動に対して構造物の耐震安全性の問題は、土木構造物のみならず建築構造物も同様であるので、土木学会と日本建築学会が共同で検討することとなり、巨大地震対応共同研究連絡会が組織され、その下に図1に示すような3つの部会が設立された。そして、本部会はその中の土木構造物部会を兼ねることとなった。

本部会の活動目的を以下に示す。

橋梁等土木構造物の動的応答、損傷度に基づく耐震診断法の提示

耐震診断に基づく耐震補強法の提案

耐震診断および耐震補強ガイドラインの作成

2. 活動経緯

2.1 検討方針

本部会の目的達成のための検討は以下の項目を中心に行うこととした。

- (1) 耐震診断および耐震対策（補強）工法に関する文献等調査と現状の技術のまとめ
- (2) 検討対象構造物の選択と耐震性能（照査項目）のまとめ
- (3) 耐震診断（耐震性能の照査）とそれに基づく耐震補強方法の検討
- (4) 成果と今後の課題のまとめ
- (5) 計算過程に基づくガイドラインの作成

なお、土木構造物は多岐にわたるため、土木構造物として代表的な構造物を選択し、それ毎にWGを設置して検討した。また、既設構造物の特徴として、現有強度や変状等を調べる必要があるため、その方法等を検討するWG、今回の地震動の特徴である繰り返し回数が多い地震動に対する動的解析法の検討を行うWG、および数の多い既設構造物の補強順位を決めるための優先度の設定方法を検討WGも設置した。各WG以下に示す。

【構造物担当】

道路橋WG 鉄道橋WG 港湾施設WG 地下構造物WG パイプラインWG
 タンクWG 土構造物WG ダムWG

【共通事項担当】

構造物現況調査WG 耐震診断手法WG 耐震補強の優先度WG

また、構造物の耐震診断と補強法の検討についての進め方を図-1に示す。その内容は以下のとおりである。

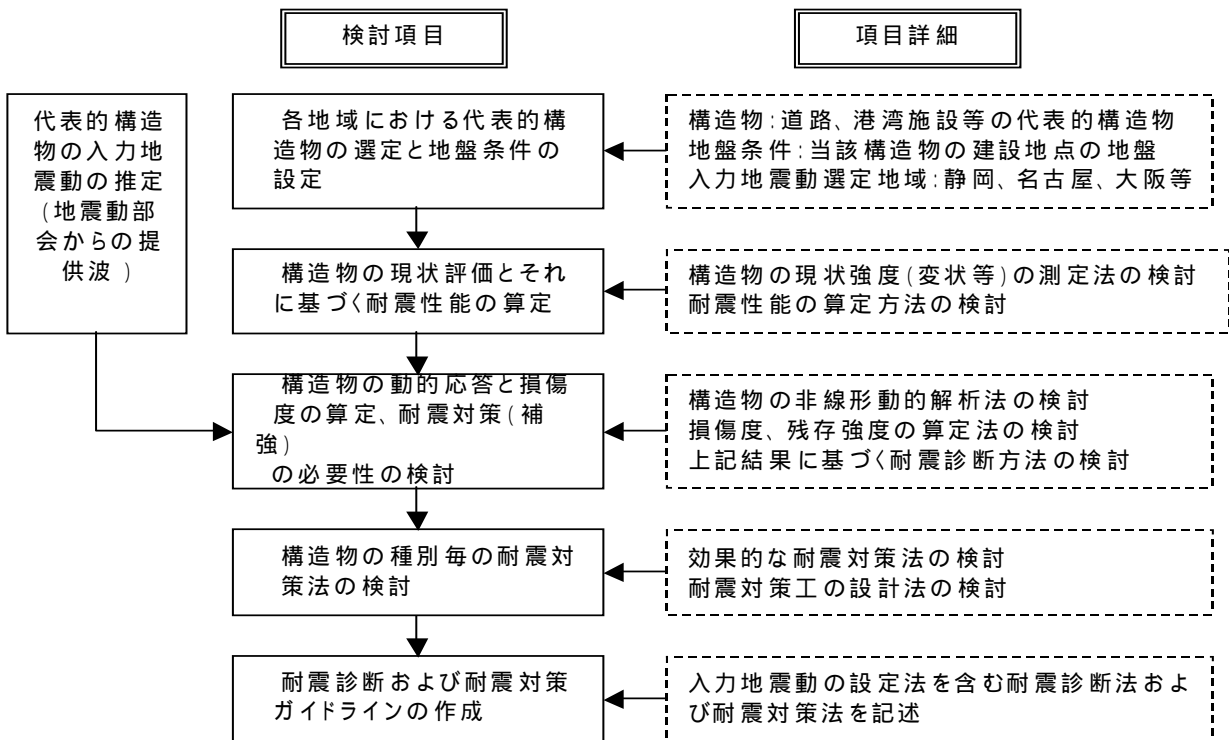


図-1 検討の流れ

(1) 代表的構造物の選定と地盤条件の設定

各WG毎に代表的な構造物を選定し、耐震性の照査を行う。選定した構造物の建設地点における地盤調査結果等に基づいて地盤条件を設定する。それに影響が大きいと推定される地域の地震動を選定して耐震診断を実施する。

(2) 構造物の現状評価とそれに基づく耐震性能の算定

選定した構造物の諸元や強度等を調査や設計に基づいて設定し、耐震性能を算定する。

(3) 構造物の動的応答と損傷度の算定、耐震対策の必要性の検討

構造物の応答解析（非線形動的解析手法）を実施し、求めた耐震性能の照査を行い、耐震対策の必要性の有無を検討する。

(5) 構造物の種別における耐震対策法の検討

耐震対策が必要な場合は効果的な耐震対策法を提案する。

(6) 耐震診断・耐震対策ガイドライン（計算例）の作成

上記検討結果をまとめて、耐震診断・耐震対策ガイドラインを作成する。これは代表構造物ごとに作成する。その内容は以下に示すものとなる。

- 1) 構造物の諸元、部材および地盤の性状の設定
- 2) 構造物に入力する地震動の設定
- 3) 構造物の耐震性能の算定
- 4) 構造物の応答値および損傷度等の算定
- 5) 耐震対策の必要性の判定
- 6) 耐震対策の提案とその設計

なお、耐震診断・耐震対策工の設計に用いる地震動は「地震動部会」から提供される波形（提供波）を用いる。

2.2 部会の構成

部会は、構造物の解析・設計や管理に係わる以下に示すおよそ70名の学識経験者・専門技術者等から構成した。そして、各委員は先に述べた11のWGに所属し、検討を実施した。

また、委員が多いこともあって、一堂に会することが困難な場合もあり、主査会を設け、連絡を密にし研究の進展を図った。以下に委員会名簿を掲載する。

部会長 西村昭彦 (株)ジェイアール総研エンジニアリング
 幹事 山谷 敦 東電設計(株)

道路橋 WG

主査 西田秀明 (独)土木研究所

足立幸郎	阪神高速道路(株)	河藤千尋	本州四国連絡高速道路(株)
------	-----------	------	---------------

高木千太郎	東京都	中野錦也	愛知県
-------	-----	------	-----

長屋定政	(株)オリエンタルコンサルタンツ	山本泰幹	首都高速道路(株)
------	------------------	------	-----------

* 小倉裕介	元 八千代エンジニアリング(株)	* 帆足博明	本州四国連絡高速道路(株)
--------	------------------	--------	---------------

* 溝口孝夫 首都高速道路(株)

鉄道橋 WG

主査 谷村幸裕 (財)鉄道総合技術研究所

大内 一 (株)大林組

菅野貴浩 東日本旅客鉄道(株)

小阪拓哉 中央復建コンサルタンツ(株)

長縄卓夫 東海旅客鉄道(株)

港湾施設 WG

主査 菅野高弘 (独)港湾空港技術研究所

主査代理 塩崎禎郎 鋼管杭協会 (JFE 技研(株))

春日井康夫 国土交通省

小嶋幸則 愛知県

野末康博 (独)港湾空港技術研究所

平嶋 裕 鋼管杭協会 (新日本製鐵(株))

* 小濱英司 (独)港湾空港技術研究所

地下構造物 WG

主査 渡辺和明 大成建設(株) (開削トンネル担当) 前田敏也 清水建設(株) (水道施設担当)

井上陽介 (株)オリエンタルコンサルタンツ

河村精一 中部電力(株)

趙 唯堅 大成建設(株)

西山誠治 (株)日建設計シビル

宮川義範 (財)電力中央研究所

宮本勝利 (株)日水コン

山谷 敦 東電設計(株)

パイプライン WG

主査 佐藤紘志 防衛大学校

大嶽公康 日本上下水道設計(株)

久保雅裕 日本理水設計(株)

鈴木信久 JFE 技研(株)

砂坂善雄 鹿島建設(株)

高梨和光 清水建設(株)

竹内幹雄 (株)日水コン

千葉智晴 (株) 日水コン

寺本 正 (株)東京設計事務所

長濱泰広 (株)三水コンサルタント

中村 葵 (株)三水コンサルタント

* 岡田健司 (株)シビルソフト開発

* 木全宏之 清水建設(株)

* 小西康彦 (株)日水コン

* 李 騰雁 (株)シビルソフト開発

タンク WG

主査 坂井藤一 (有)FS 技術事務所

井上涼介 茨城大学

川口周作 新日本製鐵(株)

川村佳則 東京ガス(株)

小林信之 青山学院大学

酒井理哉 (財)電力中央研究所

座間信作 消防庁

竹内幹雄 (株)日水コン

田中元章 石川島播磨重工業(株)

谷口朋代 鳥取大学

内藤幸雄 鹿島建設(株)

西崎丈能 大阪ガス(株)

林 尚一郎 川崎重工業(株)

樋口俊一 (株)大林組

土方勝一郎 東京電力(株)

平野廣和 中央大学

松田 宏 JIP テクノサイエンス(株)

箕輪親宏 (独)防災科学技術研究所

若林雅樹 清水建設(株)

大峯秀一 (株)日水コン

土構造物 WG

主査 酒井久和 立命館大学			
渦岡良介 東北大学	大林 淳	不動建設(株)	
岡島充典 愛知県	岡村未対	愛媛大学	
澤田俊一 応用地質(株)	長縄卓夫	東海旅客鉄道(株)	
吉澤睦博 (株)竹中工務店	渡邊弘行	日本技術開発(株)	
* 山田岳峰 鹿島建設(株)	* 李 騰雁	(株)シビルソフト開発	

ダム WG

主査 有賀義明 電源開発(株)			
大角恒雄 日本工営(株)	佐々木隆	(独)土木研究所	
島本和仁 国土交通省	栃木 均	(財)電力中央研究所	
* 金銅将史 国土交通省	* 筋野晃司	国土交通省	

構造物の強度等調査法 WG

主査 羽矢 洋 (財)鉄道総合技術研究所			
上半文昭 (財)鉄道総合技術研究所	長谷川強	南海電気鉄道(株)	

動的解析法 WG

主査 室野剛隆 (財)鉄道総合技術研究所			
上半文昭 (財)鉄道総合技術研究所	金本昌幸	(株)ジエール総研エンジニアリング	
北原武嗣 関東学院大学	小島圭一	(株)トーニチコンサルタント	
矢部正明 (株)長大			

優先度 WG

主査 吉田郁政 武蔵工業大学			
秋山充良 東北大学	北原武嗣	関東学院大学	
木村礼夫 (株)ジエール総研エンジニアリング	鈴木修一	東電設計(株)	
中村 晋 日本大学			

オブザーバー

野津 厚 (独)港湾空港技術研究所	戸沢冬樹	N H K	
-------------------	------	-------	--

(50音順, *は旧委員, は協力者)

2.3 検討経緯

平成15年12月に第1回土木構造物部会を開催してから、平成18年3月の最終部会に至るまで、16回の部会を開催した。約2ヶ月に1回の頻度で開催したことになる。当初は9名(部会長を含む)の委員から始まった部会であったが、その後たびたび増員が図られ、最終的には延べ100名に迫る大所帯となった。そのため、委員が一堂に会した部会の開催は困難であったが、常に30名程度の委員の参加があり、活発な議論を展開することができた。

部会の中では、各WGの検討状況や結果について審議を行うとともに、各WGの代表者による講演を行っ

た。これは、土木構造物が多岐にわたるため、委員は担当する構造物以外の構造物の特徴あるいは検討内容を把握することが難しいことを考慮し、委員会を開催する毎に担当WGを決めて、そのWGの代表者による講演会をお願いしたものである。内容は、構造物の特徴、耐震性能の設定や検討方法などである。この講演により、各WGの検討内容が他の委員にも理解頂けたのではないかと考えている。

また、津波に関する講演も専門家（防衛大学校・藤間教授）をお願いした。しかし、津波については設計外力も含めて、成果に盛り込むまでには至らなかった。

部会以外にも、各WGはそれぞれ会合を開き精力的に検討を実施した。委員の協力の下、WG主査が中心となって、資料の収集・整理、代表構造物の解析・照査、耐震対策の検討、問題点の整理を行い、さらには、今後の耐震設計に対する提言をまとめ上げることができた。

3．にその成果の概要を述べる。

3. 研究成果の概要

3.1 はじめに

具体的な構造物に対して検討を行う 8 つの WG においては、それぞれが検討対象とする構造物を選定し、耐震性能の設定およびその照査方法を検討し、地震動部会から提示された第 1 次、第 2 次提供波あるいは中央防災会議で提示された地震動を用いて照査を実施した。なお、中央防災会議の地震動は内閣府の承諾を得て使用している。またあわせて、耐震診断法、耐震対策法（耐震補強法）に関する文献調査や耐震補強事例の収集を行い、それを分析、整理した。

共通事項を検討する 3 つの WG においては、検討方法を策定し、データの収集と分析、あるいは実構造物の調査等を実施した。

以下に、各 WG の成果の概要を示す。

3.2 道路橋WG

3.2.1 道路橋の耐震対策の現状

道路橋は、全国に橋長2m以上のものが675 289橋¹⁾あり、構造規模や形式は、最大支間長が数mの単純桁橋から、約2kmの明石海峡大橋のような吊橋まで多種多様である。道路橋の耐震設計は、国土交通省の通達である「橋、高架の道路等の技術基準」(いわゆる「道路橋示方書」²⁾)に基づいて行われるのが通常であるが、本基準の適用外である最大支間長200mを超える長大橋では、個別に体系化された耐震設計が用いられる場合も多い。既設橋梁については、1980年以前の基準に基づいて設計された橋梁を優先的に耐震補強が行われてきているが、より早急に推進するために、国土交通省より「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」、 「新幹線・高速道路をまたぐ橋梁の耐震補強3箇年プログラム」が示され、2005年度からの3箇年において実施されている³⁾。

3.2.2 道路橋の地震被害事例

道路橋の地震による被害事例は、兵庫県南部地震時をはじめ多く生じている。このうち兵庫県南部地震での主な被害としては、橋脚の倒壊、支承や落橋防止装置の破壊、基礎の損傷などがある。また、長大橋でも、東神戸大橋や西宮港大橋などで、支承部やその取付部などに損傷が生じた事例があった。

3.2.3 道路橋の耐震性能目標と照査項目

道路橋の耐震性能は、修復性や安全性の他、道路橋に要求される基本的機能である通行性（供用性）の観点も考慮して、設計地震動や重要度と対応づけて整理されている。また、各耐震性能に対応する限界状態は以下のように整理される²⁾。

耐震性能1：橋全体系としての力学的特性が弾性域を超えない範囲にとどまる

耐震性能2：塑性化を考慮した部材にのみ修復が容易に行いうる範囲内の塑性変形が生じる

耐震性能3：塑性化を考慮した部材にのみ当該部材の塑性変形性能を超えない範囲の塑性変形が生じる

長大橋では、構造形式や規模によって応答特性が複雑となるが、吊橋・斜張橋において地震時に損傷が予想される部位の一例を整理すると表-3.2.1のようになる。長大橋に生じる損傷については、各構造要素に生じる損傷の連鎖現象を損傷連鎖図として整理している事例がある⁴⁾⁵⁾。

表 3.2.1 吊橋・斜張橋の構成部位と予想される損傷部位の一例

Table 3.2.1 Predicted damage to structural members of suspension bridges and cable stayed bridges

橋の部位	着目部位	構成部材の分類			支配的な荷重条件			損傷可能性		備考
		吊橋・斜張橋構造系	道路構造系	付属物	常時	地震時	その他(暴風時等)	L2地震時	長周期地震動	
アンカレイジ	上屋(道路桁、道路桁橋脚)								-	吊橋のみ
	アンカレイジ基礎								-	同上
	ケーブル定着部								-	同上
橋脚	(端)橋脚								-	斜張橋のみ
主塔	主塔基礎								-	
	塔柱								-	
	斜材、水平材								-	
	ケーブル定着部								-	
	タワーリンク								-	

3.2.4 これまでに行われている道路橋の耐震対策事例

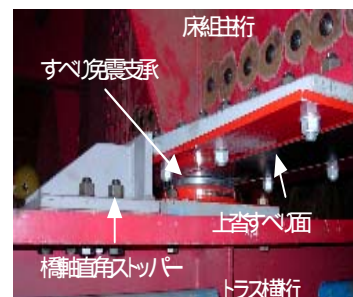
一般的な規模の道路橋の耐震対策工法を新技術情報システム (NETIS) を元に整理すると共に、具体的な耐震補強事例を示した。その一例を写真-3.2.1に示す。



(1)PC 連結材による耐震補強
(国道 202 号 瀬石谷橋)



(2)鋼製アーチによる耐震補強
(国道 201 号 東大橋)



(3)道路床組免震支承
(港大橋)

写真 3.2.1 既設橋の耐震補強事例

Photo 3.2.1 Example of seismic retrofit method for existing bridges

3.2.5 耐震性能照査事例

耐震性能照査事例として、ここでは、免震橋と斜張橋について示す。

免震橋 (9径間連続鋼鈹桁橋、橋長388m、図-3.2.1) を対象とした照査事例では、短周期帯域で応答が大きくなっている東南海地震に対するMIE006地点の提供波(鈴木ら)を、線形解析によりGL-30mの工学的基盤相当 (S波速度500m/s) に割り戻し、免震橋モデルで想定した地盤条件における地表面波を等価線形解析により新たに作成したものをを用いた。橋梁全体系を2次元骨組モデルによりモデル化した。橋脚は下端の塑性ヒンジ部にひびわれ、初降伏、終局時を結ぶ弾塑性回転バネ、塑性ヒンジ以外の部材はトリリニア型の非線形梁

要素でモデル化した。弾塑性回転バネと非線形梁要素の復元力特性は武田モデルを用いた。また、免震支承の非線形特性はバイリニアでモデル化した。耐震性能2を満足することを目標として、各橋脚基部の回転角、免震支承のひずみ、並びに桁端変位について照査を行った。解析結果の一部を図-3.2.2に示す。

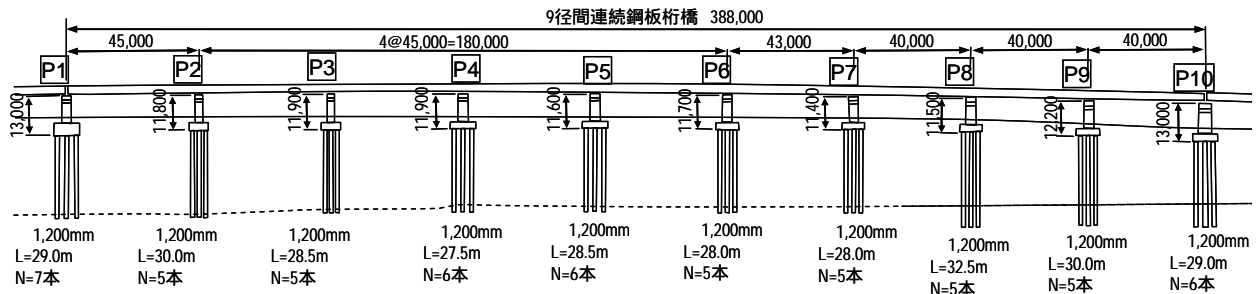
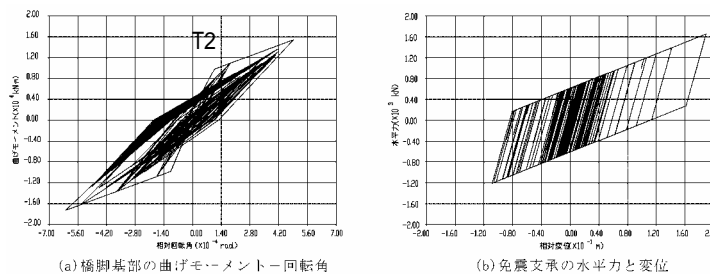


図3.2.1 解析対象免震橋全体図 (単位:mm)

Fig 3.2.1 Seismic isolated bridge for the study



(1) 橋脚基部履歴曲線(P3 橋脚) (2) 支承履歴曲線(P3 橋脚上)

図 3.2.2 解析結果例 (入力地震動 : MIE006 - NS 成分)

Fig 3.2.2 Example of analytical results (input ground motion: MIE006 NS comp.)

斜張橋(ハープ型2面吊りPC3径間連続斜張橋、橋長400m(中央支間長200m)、図-3.2.3)を対象とした照査事例では、やや長周期の地震動成分も含む東南海・南海地震のYAE波(鶴来ら)により、桁の応答変位や主塔、橋脚の断面力及び変形について照査した事例を示した。解析結果例として、YAE波(NS成分)で橋軸方向加振した際のT1主塔及びP1橋脚の最大曲げモーメントの高さ方向分布を図-3.2.4に示す。

3.2.6 今後の課題

今後、解決すべきあるいは一層検討を進めることが望ましいと思われる課題の例を列挙すると以下のよう項目が挙げられる。

- (1) 施工等に制約条件があり、耐震対策が困難な場合が多い河川橋や跨道橋、跨線橋などに適用できる効果的な耐震対策法の研究、開発
- (2) 長大橋(特殊橋を含む)の耐震対策法の研究、開発
- (3) 津波による道路橋の被災メカニズムの解明、対策の必要性を含めた津波に対する道路橋の要求性能の整理、津波を想定するとした場合の荷重の設定方法などに関する研究、開発

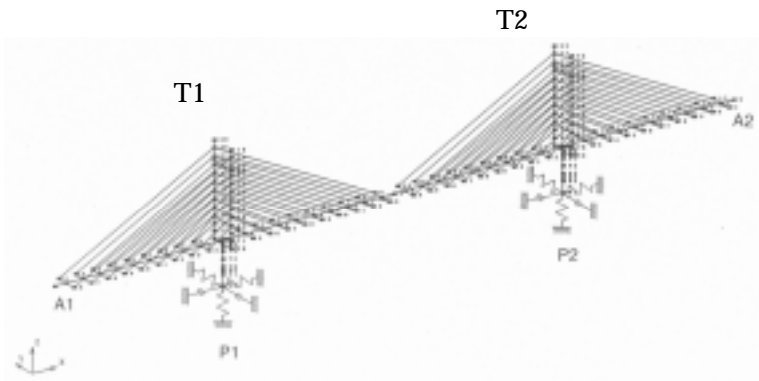


図 3.2.3 斜張橋の解析モデル (文献6に加筆)
Fig 3.2.3 Cable stayed bridge for the study

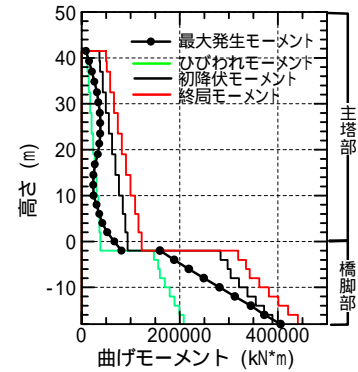


図 3.2.4 T1主塔, P1橋脚の最大曲げモーメントの高さ方向分布

参考文献

- 1)国土交通省道路局：2005年版道路統計年報
- 2)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅱ耐震設計編，2002.
- 3) http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha05/06/060308_.html
- 4)小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強の基本方針と入力地震動，土木学会論文集 No.794 / I-72，pp.1-19，2005.
- 5)小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強検討，土木学会論文集 No.801 / I-73，pp.1-20，2005.
- 6)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料-PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例，1998.

3.3 鉄道橋WG

3.3.1 鉄道橋における耐震性能目標と照査項目

鉄道構造物の耐震設計は、1998年（平成10年）制定の鉄道構造物等設計標準（耐震設計）¹⁾（以下、「耐震標準」という）に基づいて実施されている。また耐震対策についても耐震標準を参考に実施されている。

耐震標準では、鉄道構造物の損傷に関する耐震性能として、表3.3.1に示した3つを定めている。地震動と耐震性能の関係は、L1地震動（供用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動）に対しては耐震性能を、L2地震動（供用期間中に発生する確率は低いが大規模な地震動）に対しては、重要度の高い構造物は耐震性能を、その他の構造物は耐震性能を満足することが目標となっている。

耐震性能は構造物を構成する部材の損傷と基礎構造物の安定レベルで表現する。橋梁、高架橋に要求される耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎構造物の安定レベルの関係を図3.3.1に示す。部材の損傷レベルは、部材の特性、損傷および補修工法との関係を勘案し、荷重～変位曲線の包絡線上における変位との関係で定める。曲げ破壊モードとなる鉄筋コンクリート部材は、図3.3.2に示すような挙動を示す。この荷重～変位関係の包絡線の変化点では図に示したような現象が生じており、これを勘案して損傷レベル限界点を設定して照査することとなる。

表 3.3.1 耐震性能と構造物の要求性能の関係

Table 3.3.1 Relation between structural seismic performance levels and required performance of structure

耐震標準に定められている耐震性能		RC標準 ^{*2} に対応する要求性能
耐震性能	地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない	復旧性：性能レベル1を確保
耐震性能	地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる	復旧性：性能レベル2を確保
耐震性能	地震によって構造物全体系が崩壊しない	安全性 ^{*1} を確保

*1 構造物の破壊に関する安全性、*2 鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）（2004年）²⁾

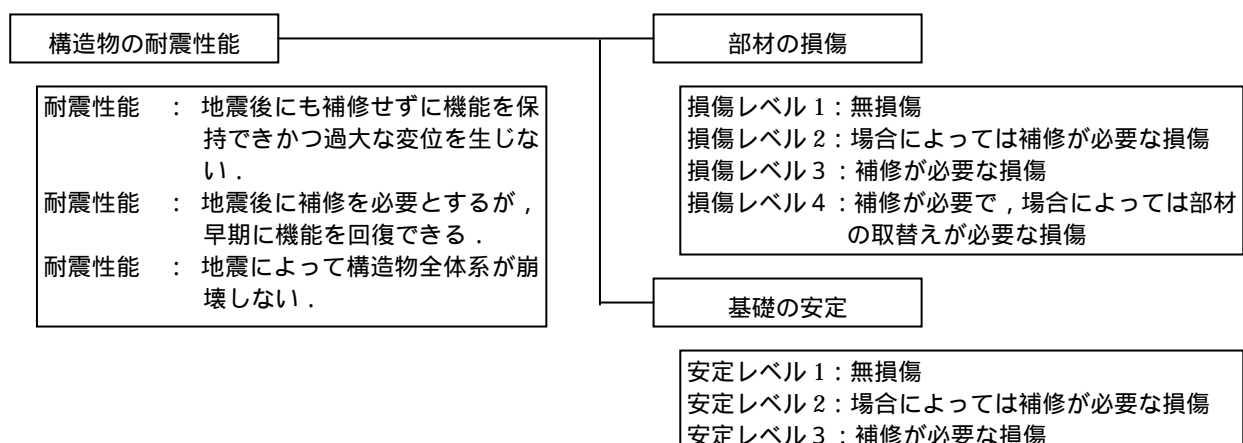


図 3.3.1 橋梁・高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの関係

Figure 3.3.1 Relationship among seismic performance levels, damage levels of member and stability levels of foundation

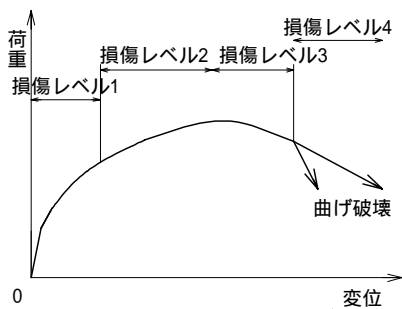


図 3.3.2 曲げ破壊モードの棒部材の荷重 - 変位関係の包絡線

Figure 3.3.2 Load-displacement relationship and damage levels

- ひび割れ発生点
- コンクリートが圧縮強度に達する点
- 鋼材が降伏強度に達する点または部材の降伏点
- 軸方向鋼材の座屈および変形開始点
- かぶりコンクリートの剥落点
- 降伏荷重保持点
- コアコンクリート圧壊点

3.3.2 鉄道橋の耐震診断事例

a. 対象構造物の概要³⁾ (図 3.3.3)

- ・ 構造形式：
RC ビームスラブ式ラーメン高架橋，
ゲルバー桁形式，
複線・直線スラブ軌道
- ・ コンクリートの圧縮強度：
 $f_c = 27 \text{ N/mm}^2$
鉄筋の降伏点： $f_{sy} = 345 \text{ N/mm}^2$
- ・ 検討方向：線路直角方向中間部 C5

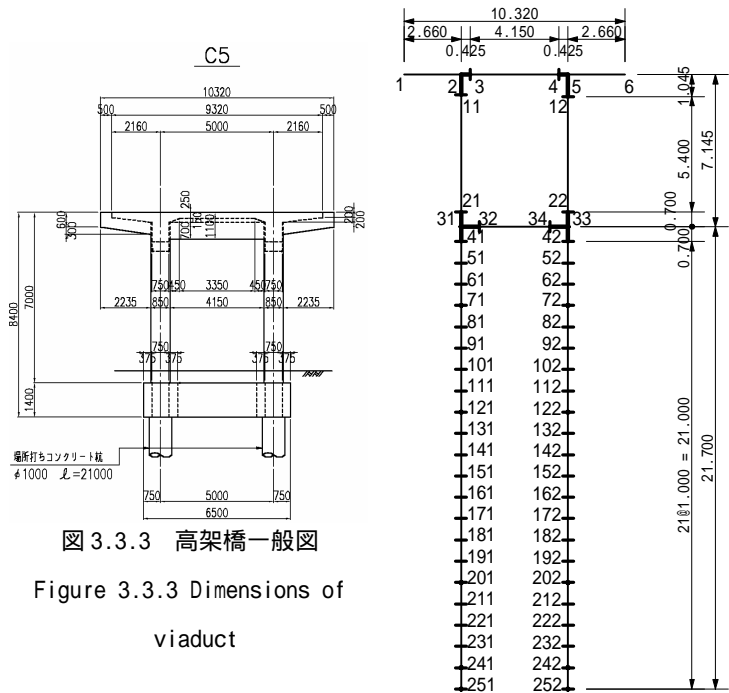


図 3.3.3 高架橋一般図

Figure 3.3.3 Dimensions of viaduct

図 3.3.4 骨組み解析モデル

Figure 3.3.4 Frame analysis model

b. 構造物の目標耐震性能

- ・ 巨大地震に対する目標とする耐震性能：耐震性能
- ・ 部材の損傷レベル制限値

- 柱：損傷レベル 3
- 梁，杭：損傷レベル 2

c. 静的非線形解析応答値の算定

非線形スペクトル法により、応答値を算定する。まず、部材を線材、地盤をばねにモデル化した骨組解析モデル(図 3.3.4)により、静的非線形解析を行う。

考慮する作用は、死荷重、列車荷重および収縮の影響である。水平力は、梁と柱の接合部に載荷し、変位制御で漸増載荷する。解析結果(水平震度と構造物天端の変位の関係)を図 3.3.5 に示す。

d. 応答値の算定

線路直角方向中間部ラーメンの等価固有周期 $T_{eq}(\text{sec})$

$$T_{eq} = 2.0 \sqrt{\frac{\delta_y}{k_{hy}}} = 2.0 \times \sqrt{\frac{0.066}{0.552}} = 0.692(\text{sec})$$

あらかじめ作成された所要降伏震度スペクトルを用いて、等価固有周期(T_{eq})と降伏震度(k_{hy})の関係から、応答塑性率(μ)を求める。所用降伏震度スペクトルは、清水における提供波をもとに作成した。図 3.3.6 に所要降伏震度スペクトルを示す。図より、構造物全体系としての応答塑性率は $\mu=4.4$ となる。

降伏変位(y)に応答塑性率(μ)を乗じることで、最大応答変位(r)が求まる。

$$r = y \times \mu = 66\text{mm} \times 4.4 = 290.4\text{mm}$$

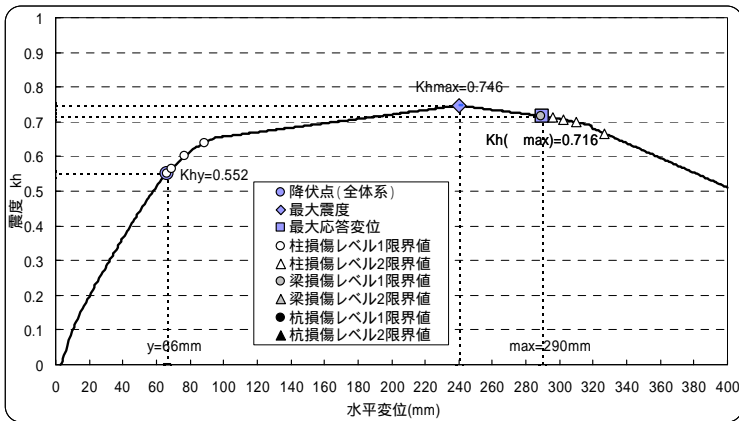


図 3.3.5 水平震度 K_h と構造物天端変位の関係

Figure 3.3.5 Relationship between seismic coefficient and displacement

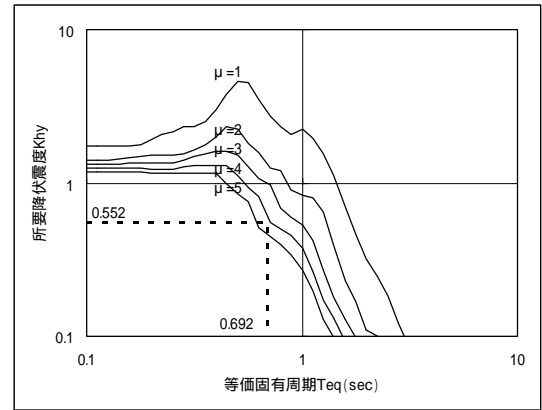


図 3.3.6 所要降伏震度スペクトル (清水)

Figure 3.3.6 Demand-yield-seismic-coefficient spectrum

e. 耐震性能照査

表 3.3.2 に各部材の損傷レベル限界変位と照査結果を示す。柱、梁ともに損傷レベル 2 となっている。また、杭は降伏していない。したがって、耐震性能を満足しており、本高架橋は目標耐震性能を有していると判定された。

表 3.3.2 各部材の損傷レベル限界変位と照査結果

Table 3.3.2 Limit displacement for damage levels and result of evaluation

部材	損傷レベル限界変位 (mm)			箇所	最大応答変位時の 損傷レベル	損傷レベル 制限値	判定
	損傷 レベル 1	損傷 レベル 2	損傷 レベル 3				
柱 1	69	296	374	下端	2	3	OK
柱 1	66	302	380	上端	2	3	OK
柱 2	89	327	383	下端	2	3	OK
柱 2	77	310	366	上端	2	3	OK
上層梁	289	-----	-----	右支点	2	3	OK

3.3.3 鉄道橋における耐震対策の現状

兵庫県南部地震では、鉄道橋は落橋など甚大な被害を受けた。落橋の主な原因は、支持している高架橋柱のせん断破壊であった。そのため、その後の耐震補強では、兵庫県南部地震のような大規模地震に対して、高架橋や橋梁を崩壊させないようにすることを目的としている。そして、現在ではせん断破壊が先行する破壊形態の高架橋柱を優先的に対象として、曲げ破壊先行となるように鋼板等で補強する対策が行われている。



写真 3.3.1 鋼板巻き立て施工事例

3.3.4 既設鉄道橋の耐震対策事例

鉄道橋における耐震補強の概要

a. RC ラーメン高架橋の耐震対策事例

主な対策工法を、次に示す。

- (i) 鋼板を巻き立てる方法 (写真 3.3.1)
- (ii) FRP シート等を巻き立てる方法
- (iii) 鉄筋や分割した鋼板を柱外周に配置する方法
- (iv) 薄板を多層に接着する方法
- (v) コンクリートセグメントと鋼より線を用いる方法
- (vi) 柱の一面から施工する方法
- (vii) ダンパー・ブレースを用いる方法

b. RC 橋脚の耐震対策事例

- (i) 鉄筋コンクリート (RC) を巻き立てる方法 (写真 3.3.2)
- (ii) 鋼板を巻き立てる方法
- (iii) 繊維シートを巻き立てる方法
- (iv) 地上部からコンクリート充填鋼管を設置する方法
- (v) 地上部から直線鋼矢板を建て込み、巻き立てる方法



写真 3.3.2 RC を巻き立てる方法の施工事例

3.3.5 まとめと今後の課題

鉄道橋における耐震性能目標と照査項目、耐震診断事例、耐震対策の現状および既設鉄道橋の耐震対策事例について述べた。鉄道橋の耐震対策として、着実に耐震補強が進められてきたが、種々の制約により施工困難となる事例が少なくない。これまで、既設構造物の補強工事の進捗とともに様々な補強工法が開発されてきたが、厳しい制約条件下でも施工が容易で、さらに経済的かつ効果的な補強工法が開発が今後の課題である。

【参考文献】

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999。

3.4 港湾施設WG

3.4.1 はじめに

港湾施設には航路，泊地，防波堤，岸壁等があるが，この中で過去の地震時において多く被害を受けてきた構造物の一つは岸壁である．岸壁は地震直後の緊急支援物資や復旧・復興のための人・物の搬入出等の拠点となるべき施設であり，巨大地震に耐えることができるように耐震補強することの意義は大きい．港湾施設WGでは，検討対象を岸壁と荷役機械（コンテナクレーン）に絞って以下の検討を行った．

- (1) 岸壁の耐震補強工法の事例収集と整理．
- (2) 設計震度が低い矢板式岸壁を対象として，巨大地震に対する耐震診断と耐震補強法の効果について事例検討を実施．
- (3) コンテナクレーン（港湾構造物の中で長周期の振動特性を有する）の巨大地震時における挙動について検討を実施．

3.4.2 検討概要と結論

(1) 岸壁の耐震補強工法の事例収集を行い，既存岸壁の構造形式（重力式，矢板式，栈橋式）と原理（地盤改良，構造物重量増大，構造物による抵抗力補強）による分類を行った．

(2) 設計震度が低い矢板式岸壁（設計震度0.1）を対象として，巨大地震に対する耐震診断と補強工法の実例検討を行った（図3.4.1参照）．巨大地震としては地震動部会から提供を受けた想定東南海・南海地震のM港における波形（加速度応答スペクトルを図3.4.2に示す）と，比較対象として神戸PI波を用いた地震応答解析を実施した．解析は有効応力法に基づく地震応答解析プログラムFLIP¹⁾を用いた．その結果，M港波形は，神戸PI波に比べて加速度応答スペクトルは全般的に小さい値を示しているが，地盤の過剰間隙水圧が上昇した後も地震動が継続するため，岸壁の水平変形量が大幅に増加（1.79mから3.69m）することがわかった（図3.4.3参照）．この岸壁に対する耐震補強工法として，岸壁の前面に盛土をして栈橋を構築する「前だし栈橋工法」（図3.4.1参照）を取り上げM港波形に対する地震応答解析を実施したところ，岸壁変位は0.44mまで抑えられることが確認できた．

(3) 栈橋上に設置されるコンテナクレーンの巨大地震時における地震時挙動の検討を行った．巨大地震としては港湾構造物設計用のレベル2地震動（波形A，波形B，図3.4.4参照）を用いた．栈橋とコンテナクレーンの連成挙動を考慮するため2質点モデルによる地震応答解析で検討したところ²⁾，コンテナクレーンに免震装置が組み込まれている場合（固有周期4.33秒）には，多くの場合，波形Aのように地震時の応答が抑えられるが，長周期成分を含む地震動（波形B）に対しては，十分な免震効果が得られないことが判明した（図3.4.5参照）．したがって巨大地震に対しては，従来以上の長周期化や，制震機構の付加などの対策が必要となる．

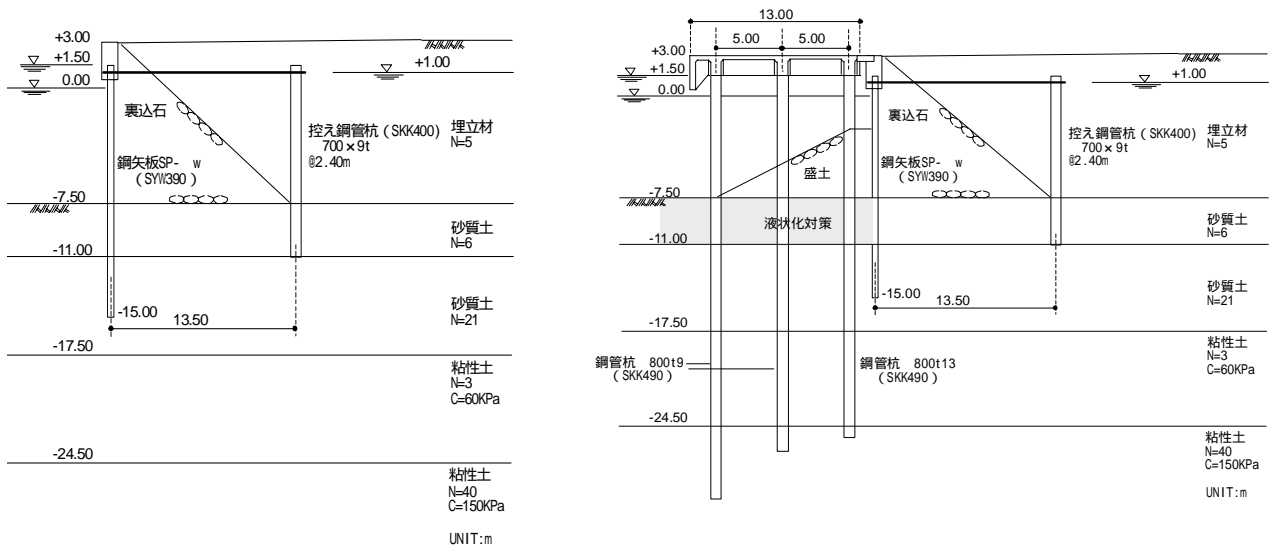
3.4.3 今後の課題

(1) 対象施設の地震直後からの運用シナリオ（緊急に復旧する必要性の有無，代替施設の有無など）に基づき，港湾構造物の修復性や損傷制御の考え方の導入した経済的な耐震補強工法の開発（例えば地盤の液状化を許容する前提の工法など）などのハード的な対応に加え，復旧資・機材の確保などのソフト的な対応を考慮した総合的な検討が必要である．

(2) 現状では、岸壁・護岸と、その背後の施設の管理者が異なることが多いため、一体的な耐震対策が困難となる場合が多い。今後は連携していく方を検討する必要がある。

参考文献

- 1) Iai,S., Matsunaga,Y.and Kameoka,T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.25-56, 1990.
- 2) 宮田政史, 菅野高弘, 濱田純次, 田邊俊郎, 中島晋, 田中剛: 直杭棧橋とコンテナクレーンの地震時相互作用に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998.



(矢板式岸壁 設計震度 0.1)

(前出し棧橋工法による補強)

図 3.4.1 検討対象とした矢板式岸壁・補強断面の断面図

Figure 3.4.1 Cross section of a sheet pile quay wall and its reinforcement plan

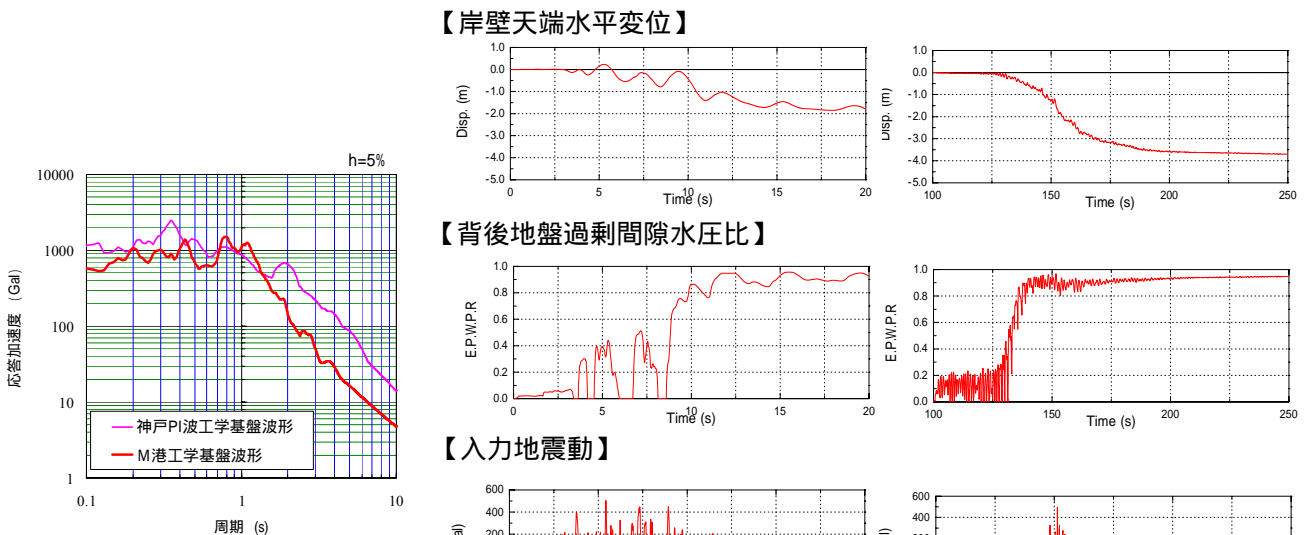


図 3.4.2 加速度応答スペクトル
Figure 3.4.2 Acceleration response spectrum

(神戸 PI 波に対する解析結果)

(M 港波形に対する解析結果)

図 3.4.3 解析結果 (時刻歴波形)

Figure 3.4.3 Results of numerical analysis (time histories)

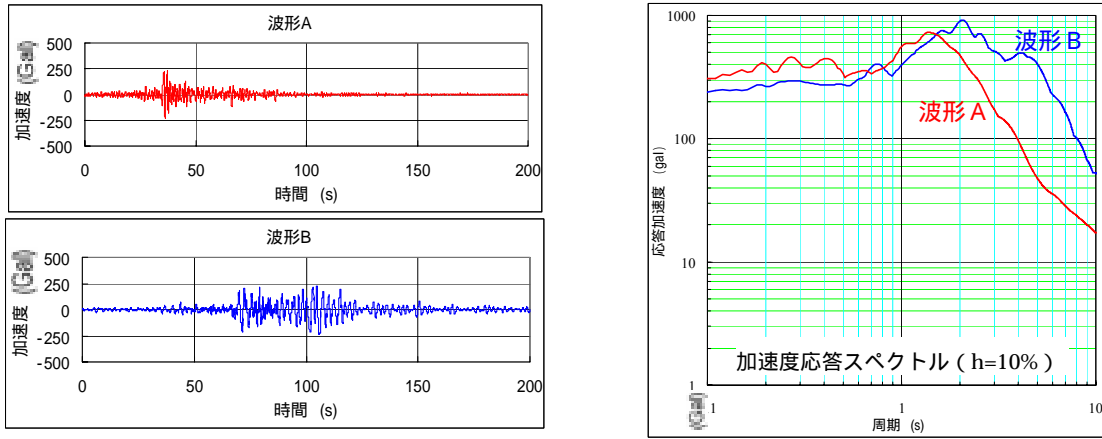


図 3.4.4 栈橋とクレーンの2質点解析で用いた波形 (レベル2地震動)

Figure 3.4.4 L2 Input motions for a piles supported wharf and a crane by two mass-spring model analysis

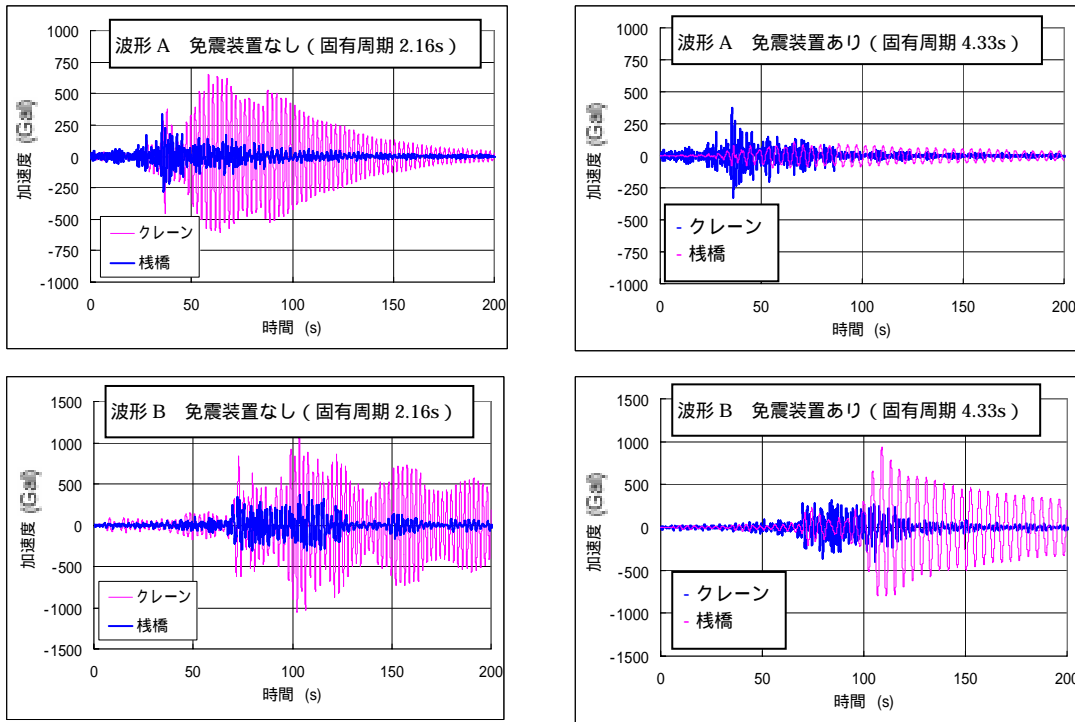


図 3.4.5 2質点解析結果 (栈橋とクレーンの加速度応答)

Figure 3.4.5 Results of two mass spring model analysis (Acceleration Response of a piles supported wharf and a crane)

3.5 地下構造物WG

3.5.1 はじめに

地下構造物の耐震設計指針・基準は、平成7年(1995年)兵庫県南部地震の地震被害の分析結果および土木学会からの提言に基づいて、大規模地震も踏まえた2段階設計法の導入と、大規模地震に対しては部材の損傷過程に踏み込んだ設計法の導入等、その規定内容が大きく改定されてきた。また既設構造物については、各機関ごとに耐震診断が行われ、優先順位に基づいて耐震補強は実施されている。しかし、既設の地下構造物の耐震補強においては、適切な耐震診断手法および効果的な補強工法が確立していないのが実状である。そのため、耐震性評価の基本的な考え方や解析手法が準用できるとして新設構造物を対象とした現行指針・基準が適用され、新設構造物と同等の耐震性能を確保することが求められている。地下構造物WGでは、このような現状を踏まえ、地下構造物の耐震診断・耐震補強に関する文献および工法の調査を実施するとともに、代表的な地下構造物について、現時点で耐震診断・耐震補強の実務に参考となる検討事例を示した。

3.5.2 実施項目

- (1)耐震診断・耐震補強の文献調査
- (2)既設構造物を対象とした耐震診断・耐震補強の検討
- (3)耐震診断手法の検討
- (4)耐震補強工法の調査

3.5.3 耐震診断・耐震補強の文献調査

平成7年(1995年)兵庫県南部地震後、土木学会から第2次提言(1996年1月)の中で、耐震診断と耐震補強の基本的な方向性が示された。それに従い、道路・鉄道など公共土木構造物を中心に、多くの土木構造物で耐震診断と耐震補強が実施されてきた。地下構造物および水道施設を対象に、最近の耐震診断・耐震補強に関する58の文献を収集し概要をまとめた。また、特に有用と考えられる事例について詳細に分析した。

3.5.4 耐震診断・耐震補強の事例

地下構造物の代表事例として、開削トンネルと上下水道施設を選定し、それらの耐震診断を実施した。また、耐震補強が必要となった部材については、耐震補強工法の検討を実施した。検討結果の概要を以下にまとめる。

a. 開削トンネル

- (1) 図1に示すような粘性地盤中の1層2径間箱型断面を有する鉄道用の開削トンネルを対象とした。
- (2) 耐震診断に用いる入力地震動は、「鉄道路線の大都市」および「地震時挙動が短周期の影響を受ける」という観点から、図2に示す想定東海地震の浜松波(S2モデルNS成分、野津委員作成)を選定した。
- (3) 縦断方向の耐震診断では、トンネルを梁要素、地盤とトンネルの相互作用をばね要素でモデル化した梁～ばねモデルによる時刻歴応答変位法を適用した。また、横断方向の耐震診断では、2次元FEM解析による地盤～構造物の連成解析を実施した。
- (4) 縦断方向断面では、軸方向入力および軸直角方向入力に対しても、十分な耐震性能を有していることが明らかになり、耐震補強の必要なしという結果となった。
- (5) 横断方向断面では、基準となる変形性能に対して余裕度を有していることより、中柱、その他の部材でも目標とした耐震性能をそれぞれ満足しているという診断結果となった。またせん断耐力に対する余裕度も

十分に有している .

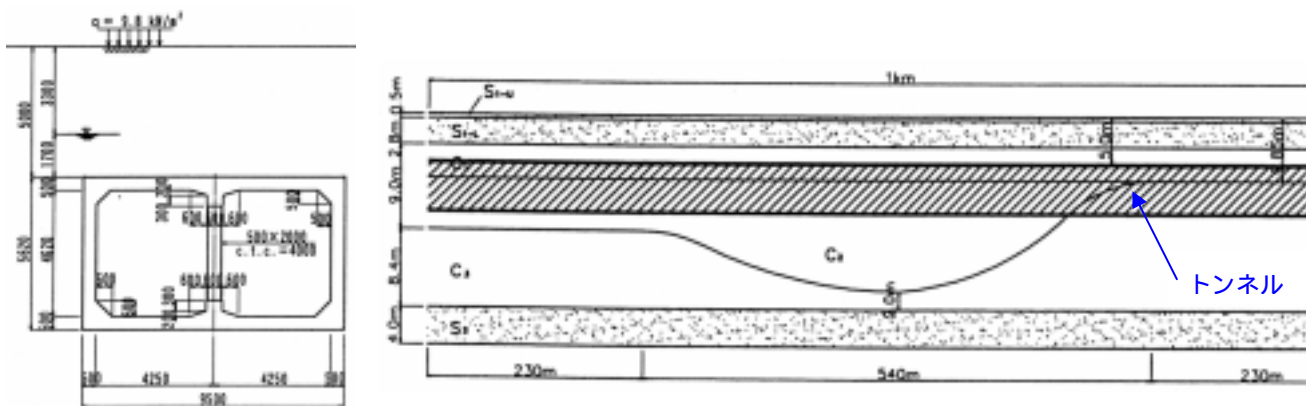


図1 検討条件（開削トンネル）

Figure1 Conditions of underground structure

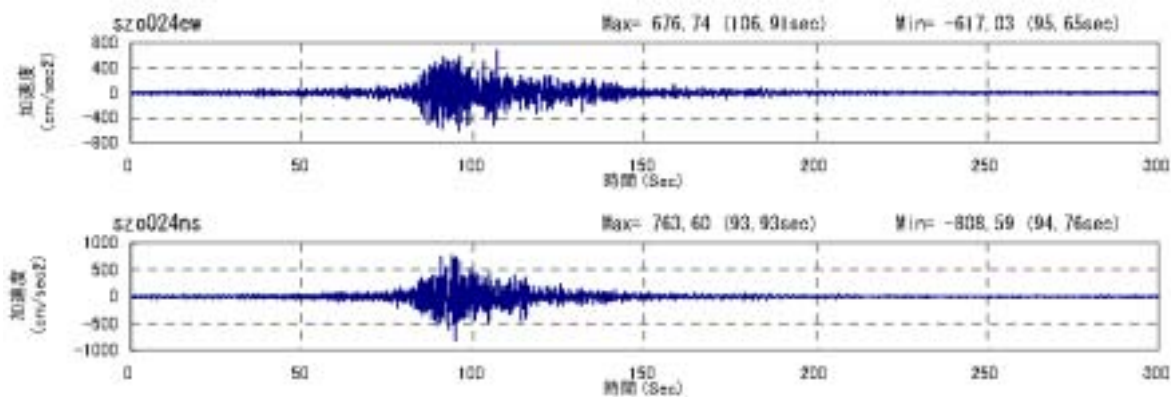


図2 入力地震動

Figure2 Input earthquake motion

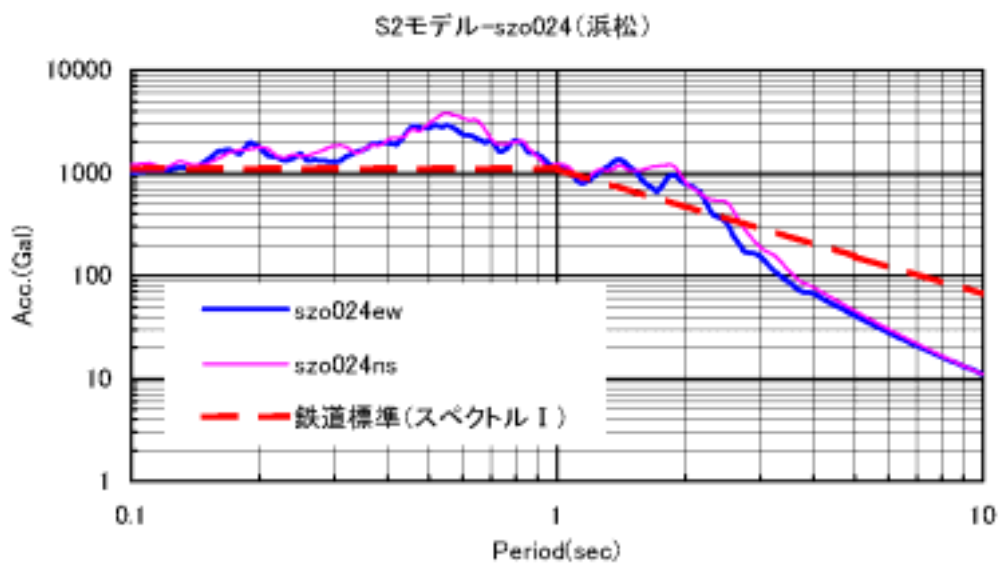


図3 加速度応答スペクトル (h=0.05)

Figure3 Acceleration response spectrum (h=0.05)

b. 上下水道施設

- (1) 図4に示すような貯水施設（縦59m×横59m×高さ11.9m）を対象とした。
- (2) 耐震診断に用いる地震動は、「水道施設耐震工法指針・解説（1997版：日本水道協会）」の標準的な検討地震動とした。
- (3) 構造体の柱、梁、底版のせん断破壊が予測され、「水道施設耐震工法指針」の定める耐震水準（軽微な被害が生じて、その機能保持ができること）を満足しない結果となった。また構造目地の開きも10cm程度となり、可とう性のある目地の設置が必要な診断結果となった。ただし、構造物の設置場所や重要度によっては、指針よりも大きな地震動を用いて照査する必要もあり、診断手法の高度化や解析モデルの最適化を今後の課題として挙げた。

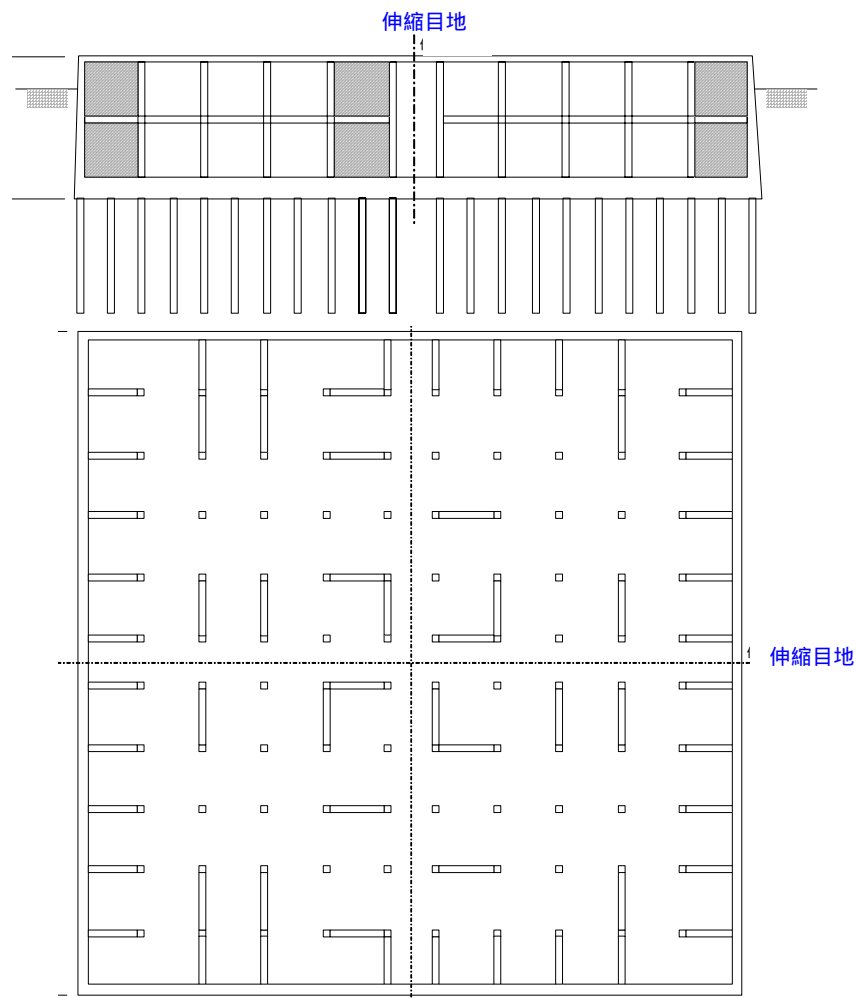


図4 構造概要（上下水道施設）

Figure 4 Proportion of structure

3.5.5 耐震診断手法の検討

地下構造物の耐震性照査に当たっては、地震時の構造物の応答変形と、構造物に許容し得る限界変形（変形性能）の両者を適切に評価しなければならない。しかし、応答変形量を精度良く推定するためには、構造物および地盤の非線形性と両者の動的相互作用を考慮した地震応答解析を実施することが必要となり、構造物の縦断方向に地盤条件や構造諸元が異なる場合等には検討断面が多くなって、それら全てを照査する労力と時間が膨大となることもある。そのため、近年、簡易かつ実用的な耐震性照査手法に関する研究が進められており、その精度も実務設計に適用可能なレベルにまで向上してきている。そこで、これまでに提案されている簡易診断法について調査し、その概要や今後の活用性に触れた。

また、水道施設構造物（貯水施設）においては、壁やスラブの剛性や強度が期待できる場合があり、耐震診断を行う際には、これらの部材を解析モデルに取り込むことで、診断結果に影響を及ぼすことが予想される。そこで、いくつかの実用的な診断手法による比較解析を実施し、耐震壁やスラブの効果等について検討した。その結果、武藤法や3次元解析の応答値は2次元解析に比べて大幅に低下し、合理的な診断結果が得られる可能性があることが分かった。

3.5.6 耐震補強工法の調査

地下構造物の耐震補強に適用できる各種補強工法のリストを作成した。工法の中には、実際に地下構造物に適用した実績のあるものに加え、実績は無いが適用可能と考えられる工法も含んでいる。ただし、鉄筋コンクリート部材の増設や巻立て、地盤改良のような一般的な工法は対象外とし、新工法や特殊工法等、一般の工法に比べて特色のある工法を対象とした。地下構造物の特徴として、基礎を補強する場合、深度が深いことから施工方法に関して検討の余地があることを示した。

3.5.7 まとめ

構造物の置かれている諸条件によっては、地震動の予測技術の向上に伴って現行の設計基準よりも大きな地震力が作用し、その結果倒壊の可能性もある構造物もある、ということが明らかとなった。今後は、地下構造物に対しても、耐震診断とそれに基づく耐震対策を適切に実施していく必要がある。そのためには、まず、耐震診断手法の高度化を図ることが重要であり、線形解析に加えて部材非線形や材料非線形解析、さらに3次元解析を行う等、解析モデルを最適化することによって合理的な診断が可能になるものと考えられる。

また、地下構造物への耐震対策の困難さに鑑みると、今後、地下構造物の耐震診断や耐震対策を広く進めていくためには、新たな耐震対策の「考え方」が必要になると考えられる。地下構造物に対して、計算上、必要と判断される箇所全てを補強するという従来の耐震対策を実行に移すことは実質的に不可能であり、このことが、これまで地下構造物の耐震対策が積極的に行われてこなかったことの一因と考えられるためである。

全ての既設構造物に対して新設構造物と同レベルの耐震安全性を要求することは不合理であり、耐震診断結果に加え、構造物の重要度、耐震対策の施工性、あるいは、構造物の建設年度などを基に、より合理的・現実的な耐震対策を考えていく必要がある。今後は、これらを考慮して、合理的かつ工学的に十分妥当な工法を、構造物ごとにオーダーメイドで考えていく必要があると考えられる。

3.6 パイプラインWG

3.6.1 はじめに

a. 基本方針

パイプラインWGでは、上下水道の事業者へのヒアリングを踏まえて、兵庫県南部地震以降の被害状況と耐震対策を分析し、今後想定される巨大地震に対するパイプラインのシステム面での安全性の確保を重点として対策を提案したものである。

b. 検討条件及び照査内容

パイプラインは面的な広がりがあり、全てのパイプラインに対して耐震性能を向上させることは現実的ではない。よって、耐震性能については、施設の重要度に応じて区分している現行の耐震指針の考え方を基本的に推奨する。

- (1) 兵庫県南部地震以降の被災地（神戸市、新潟県下）に対してヒアリングを行い、被災状況と復旧状況、被災後の対策、現状の支援体制を確認し、結果をとりまとめる。同時に被災を受けていない地域（横浜市、横須賀市）へのヒアリングを行い現状の震災への取り組みについても確認する。
- (2) ヒアリング結果から判明した問題点や改善策の検証
- (3) 地震に加え津波との相互被害の想定
- (4) 地盤剛性変化点で発生する地盤ひずみを数値解析により算定し、その地盤ひずみによる上水道及び下水道管路への影響について検証する予定である。（現行の免震機構の検証と体系化）

3.6.2 照査結果

a. 事業者のヒアリング

神戸市、横須賀市、横浜市、長岡市、小千谷市、川口町への被災状況または耐震化計画等についてのヒアリングを行った。以下に、明らかになった主要事項と今後の課題点を示す。

（ ）神戸市

被災当時の状況としては、上水道の大口径管路の被害による道路盛土への二次災害を引き起こした可能性があった（図 3.6.1、写真 3.6.1 参照）。下水道については、液状化に伴うマンホールや管路の浮上による被害は少なく、管路（HP）の破損に被害が集中していた。また、震災後 10 年経過した状況として、震災後 5～6 年間は上水道の漏水量の増加や、下水道の不明水の増加が見られ、それに伴う施設整備費用が発生したことが判明した。また、下水道施設のネットワーク化や上水道の大容量送水管の布設などの耐震化対策が実施されている。

（ ）新潟県下

下水道の被害は、埋戻し土の液状化により、写真 3.6.2 に示すようなマンホールや管渠の浮上が多発し、地震直後には隆起したマンホールに車が衝突するという二次災害も発生した（写真 3.6.3 参照）。また、神戸市と同様に下水道の圧送管路の被害による道路盛土への二次災害を引き起こした可能性があった（写真 3.6.4 参照）。上水道では、液状化による被害が比較的になく、被害は山間部で多く発生し、斜面崩壊や道路陥没に伴う被害があった。兵庫県南部地震の経験が生かされ、他都市からの支援は有効で、迅速な対応ができた。しかし、被災事業者側では、支援やボランティアを有効に活用できなかった（支援が過剰となる場合があった）。応急復旧速度は、事業者規模が大きくなるほど、復旧が早い傾向があった。これは、小規模事業者での

被害率が高かったこともあるが、小規模事業者では、職員数が少ないこと、管路密度が粗いことが挙げられる。また、川口町では地震発生後数日間、交通網が遮断され、孤立状態となったことも、復旧が遅れた一要因と考えられる。中小規模事業者では、非常時の司令塔（従来の被害調査等の支援に加えて指揮系統の機能を持った支援）の必要性が顕在化した。

（ ）横浜市及び横須賀市

横浜市は、首都圏に位置するの大規模事業者であり、先駆者的に様々な地震対策を実施しており、過去の地震における災害復旧支援活動も行っている。2004年スマトラ地震・津波においても、バンダアチェ市に水中ポンプの供与（写真3-6-5参照）、職員の派遣などを行っている。水道局の地震対策としては、南関東地震を想定した施設の整備と既存施設の耐震補強の実施、被害の影響範囲の最小化と効率的な復旧を目的とした配水管のブロック化、循環式地下貯水槽（60～1300m³、134基）や緊急給水栓の整備、応急復旧資機材の備蓄等がなされている。また、都市間の相互応援協定の締結、名古屋市との管路情報の共有化や合同防災訓練の実施、市内150箇所の強震観測点の情報をもとにした横浜市リアルタイム地震防災システムとの連携など、ソフト面の対策も行われている。

横須賀市は、近年の地震による被災経験は無いが、水源の99.4%が相模川水系などの遠方にあり、送水管の延長が非常に長く、市内に活動危険度が高い武山断層を横断する箇所もある。また、三浦半島の先端に位置しており、首都圏を中心とした大規模地震発生時には、他都市からの支援が受けられない恐れがあるため、上水道の送水管をはじめとし、管路・施設の耐震化や応急復旧対策を計画的に行っている。なお、下水道の地震対策は、上水道の計画を参考に、今後実施する予定である。

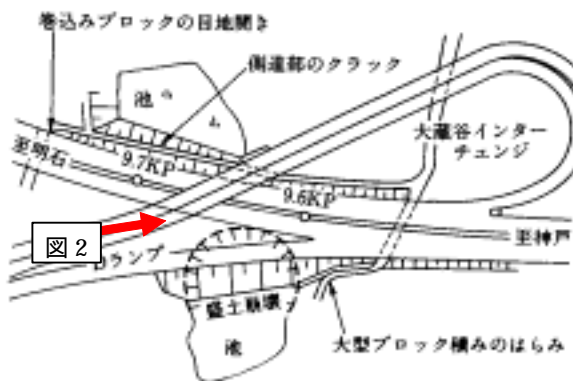


図3.6.1 大蔵谷I.C.の盛土被害の状況(1)
Figure.3.6.1 Damage at Okuradani IC

写真3.6.1 大蔵谷I.C.の盛土被害の状況(2)
Phot.3.6.1 Damage at Okuradani IC



写真3.6.2 液状化により隆起したマンホール



写真3.6.3 マンホール隆起による事故現場

Phot.3.6.2 Uplifted manhole by liquefaction



写真3.6.4 国道17号盛土の被害状況

Phot.3.6.4 Damage along the National Road No.17

Phot.3.6.3 Accident scene at uplifted manhole



写真3.6.5 横浜市から供与したポンプ

Phot.3.6.5 Pumps provision from Yokohama city

b. 津波対策，パイプラインの構造検討

() 津波対策

東海・東南海・南海等の巨大地震の発生に伴い，沿岸部の下水処理場，上水道の浄水場に多大な被害が発生するのみでなく，河川横断の水管橋や沿岸部の道路に埋設された管路の流出という被害が発生する恐れがある．解析的検討として，処理場が津波を受けたときの解析，および，その結果を基づく処理場の機能検討や，地域の防災シミュレーション等を実施する予定である．

() パイプラインの構造検討

地中線状構造物の合理的な地震対策の一つに長手方向管体間に変位吸収空間を設け地震時ひずみを吸収する方法がある．これは長手方向の地震動により軸ひずみが優勢となる口径が小さい線状構造物の場合の地震対策として極めて合理的である．上下水道管路のヒューム管やダクタイル管にはこの方法が多く採用されている．このような工法を用いると，最大となるような地震時地盤ひずみを予測し，このひずみを上回る免震性能を付加しておけば，耐震設計は省略される事になる．そこで，最強と考えられるレベル2地震動並びに最強と考えられる提供波を用い，想定される地盤剛性変化点における地盤構成を用い、小規模線状地中構造物設計用の長手方向地盤ひずみの上限を想定する予定である．

3.6.3 巨大地震への課題と提案

a. 構造面の課題と提案

- (1) 上水道では耐震管路の使用が効果的である．下水道は埋戻し土の液状化発生を防止することが重要．
- (3) 斜面崩壊による管路事故の対策として，山側に布設することが望ましいと考えられる．
- (4) 既設管路の耐震対策については，現状有効な手立てが無く，新技術の開発が望まれる．

b. システム面の課題と提案

(1) システム面のあり方

水道事業の広域化の促進の必要性，管路のネットワーク化，台帳のシステム化，集落の個別対応

(2) 支援のあり方

司令塔（指揮機能を持った支援）の存在，災害復旧の中央省庁の1本化，相互応援協定の手直し，多様な支援チームの編成と訓練，非常時の対応への民間活用とその準備，関連施設（事業体）の連携の強化

- (3) 補助制度のあり方
- (4) 巨大地震における対応
- (5) 津波対策

3.7 タンクWG

3.7.1 はじめに

本WGは、ほぼ月1回のペースでWG会議を計15回、その間に幹事会を数回開催し、所期の目的に沿った調査・検討を行った。また、同一趣旨の下に並行して開催されている建築学会の容器構造WGにも、4名の委員が出席して、相互協力の下にワークを実施した。本WG委員は、協力者1名を含む計20名で構成され、内4名が容器構造WGからの兼務参加者である。

今回の調査では、各種のタンクについて、以下の調査・検討を行うこととした。

- (1)耐震設計基準の考え方及び巨大地震対策検討の現状を調査する。
- (2)提供地震動の長周期スロッシング応答に係る設計入力地震動としての評価を行う。
- (3)長周期地震動に対するタンクの耐震診断、およびその耐震対策方法を調査・検討する。

3.7.2 対象とするタンク

a. タンクの種類

ここでは土木技術者が係わる大型の液体タンクとして石油タンク、LNGタンク(地下式・地上式)および水道(上水道・下水道)タンクを取り上げる。本検討で主眼とする長周期スロッシング応答については、地震の被害がタンク上部、特に屋根周りに関係することが多い。屋根の種類としては、通常の固定屋根と石油タンクに多い浮屋根がある。またタンク形状は、普通円筒形であるが、下水道施設ではいろいろな形状のタンクも見られる。

b. タンクの固有周期特性

長周期スロッシング応答に関係する特性としてもっとも重要な1次固有周期は、円筒形タンク(自由表面状態)について次のようにまとめられる。

- (1)石油タンクは、円筒内径は10m~80m程度、液深は最大で20m~22m程度であり、これより固有周期は3-14sec程度となる。水道タンクは、石油タンクの中・小型サイズに相当する。
- (2)LNGタンクは、大型のものが多く、内径は40m~80m程度、液深は最大30m~50m程度であり、固有周期は6-10sec程度である。

3.7.3 各種タンクの耐震基準の考え方

a. 石油タンク

1983年制定された消防法旧告示において、地震の影響を短周期応答(バルジング、ほぼ1-2sec以下)と長周期液面揺動(スロッシング、ほぼ3sec以上)に分けて耐震安全性を検討する規定が初めて示され、特にスロッシングに関しては、速度応答スペクトル(S_v)の最大レベルを100kine程度として、最大波高とタンク本体地震力を評価する規定が導入された。その後1995年兵庫県南部地震(阪神淡路大震災)を経て、短周期応答に関して保有耐力評価法の追加がなされたが、長周期応答に関しては特に修正はなされなかった。

しかしながら、2003年十勝沖地震($M=8.0$)においては、石油タンクにスロッシングによる多大な被害が発生し、他の地震の場合と比べても特徴的な以下のような結果が得られた。

- (1)多数のタンクでスロッシングによる浮屋根沈没等の甚大な被害が生じ、わが国では1964年新潟地震以来見られなかったタンクの全面火災事故に繋がったと見られること。

(2)速度応答スペクトルが 200kine (cm/sec) を超える苫小牧での地震記録等、精度のよい長周期地震動の記録が各地で観測され、長周期地震動の特性とスロッシング応答との関係を詳細に検討できること。長周期地震動に関しては、1983 年当時知見がまだ乏しく、各種の調査から 100kine レベルを一つの目安として採用したというのが実状であったが、その後長周期地震動に関する研究や観測記録の蓄積から、最近では長周期地震動に関する知見が相当に進歩している。また、十勝沖地震における浮屋根式石油タンク被害の主たる要因は、過大なスロッシングに伴い浮屋根に大きな変形と応力が発生して、シングルデッキ形式浮屋根のポンツーンが座屈破壊したことによると思われるが、従来の旧告示では浮屋根の耐震強度に関する規定は存在しなかった。

これらの点から、石油タンクの耐震安全性、特にスロッシングに関する安全対策に見直しが必要になった。2005 年 1 月発布の消防法新告示[1]では、(1)スロッシング設計用の長周期地震動応答を最大 200kine レベルまで考慮すること、(2)従来規定のなかった浮屋根の耐震強度に新しい照査式を示したこと、を主たる内容とする改訂がなされている。今回の消防法改訂は、その意味で今後の石油タンクに関する耐震性向上に大きな役割を果たすものと思われる。しかしながら、浮屋根の存在する場合のスロッシング問題については、今の所まだ研究事例が少なく、長周期地震動の問題を含めて、今後の研究や技術開発が必要であろうと思われる。

b . LNG タンク

ガス製造設備等は被害発生時に周囲に及ぼす影響が大きく、設備の重要性が高いことから、兵庫県南部地震以降のレベル 2 地震動による 2 段階地震動設計法の概念を採用し、「LNG 地上式貯槽指針」および「LNG 地下式貯槽指針」が改訂されている (2002 年,[2])。短周期応答の評価に関しては、地上式貯槽と地下式貯槽で異なる考え方が適用されるが、スロッシング応答の評価に関しては、共通の現象を扱うので、両者の間に考え方の差はない。

長周期地震動に対するスロッシング応答は、地表面の水平地動変位または水平地動速度をベースとして 3 波共振法、時刻歴応答解析法あるいは応答スペクトル法によって求めるが、代表的な 3 波共振法による波高応答を速度応答スペクトルに換算すれば、 $S_v=300-500kine$ となり、高いレベルが設定されている。

c . 水道タンク

1995 年兵庫県南部地震の経験を経て、上・下水道施設の耐震設計基準である「水道施設耐震工法指針」(1997 年) および「構造物設計指針」(2003 年) が改訂されている[3,4]。その基本的な考え方は、前述の 2 段階地震動を想定して耐震安全性を確保するものであり、スロッシングについては、必要に応じて水面動揺の影響を考慮することとあり、具体的な規定は定められていない。水面の最大波高の算定式は、Housner 法、3 波共振法および速度ポテンシャル理論による速度応答スペクトル法が例示されている。速度応答スペクトル等の具体的な値は、特に与えられていないが、慣用的に 100kine 程度の値が採用されている。

3.7.4 各種タンク基準から見た提供地震動長周期帯域のレベル

a . 地震動の検討

提供地震動は、関東地震、東海地震、東南海地震、南海地震、および東南海地震と南海地震が同時発生した場合に対して、ある地点を想定してシミュレーションにより仮想的に求めた地震動であり、それぞれのシミュレーションの手法や条件設定、および対象地点等には相異があり、統一的な視点から作成されたものではない。また、パラメータの設定その他、シミュレーションによって得られた地震波の信頼性については、まだ不明な点も多いように見受けられる。したがって、その意味では、これらの地震波は一つの可能性を示

峻するものではあっても、これらの地震波のオーダーを確定的なものとして捉えることには無理がある。

以上のことを念頭において、ここではあくまでレベル比較という意味で、これらの地震波の速度応答スペクトルのレベルが各種タンクの基準レベルと比較してどの程度のオーダーになるかの検討を試みることにし、タンクが多数存在すると思われる千葉から大阪に渡る沿岸地点の地震波を検討した。

b. 各地震波による速度応答スペクトル

検討した地震波について、減衰定数をそれぞれ 0.1%、0.5%、1.0%、および 5%とした時の速度応答スペクトルを求めて、各基準のレベルと比較した。内溶液のスロッシングに対する減衰定数は、通常 0.5-1.0%程度と見られているが、減衰のきわめて小さい場合を考えて 0.1%、石油タンク浮屋根の高次モード等も考えて 5%の場合も計算している。結果の一例を図-1 に示す。

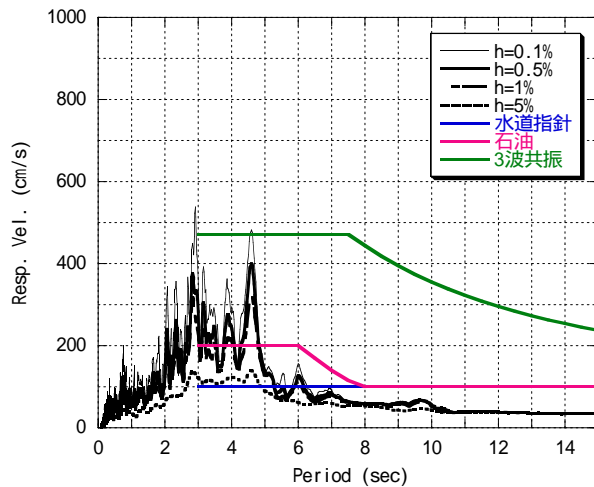


図-1 南海地震・東南海地震同時発生時の堺における地震波の速度応答スペクトル
(鶴来等による)

Figure 1 Velocity response spectrum from simulated wave at Sakai, Osaka by Tsuruki et al.

地震波は各ケースでそれぞれ異なるが、総体的に速度応答スペクトルは、水道指針レベルの 100kine 以上となり、消防法新告示の 200kine を上回るケースもかなり見られ、最大は LNG 指針の 300-500kine レベルに達している。

3.7.5 タンクの耐震性能照査項目

a. 短周期応答に関する耐震性能照査項目

タンク本体の損傷に係る短周期バルジング応答について、石油・LNG・水道の各種タンク基準において、耐震性能照査項目としての座屈(ダイヤモンド座屈・EFB - 象の足型座屈)や浮上り・底部破壊・滑動等がどのように扱われているかを調査し、整理した。

b. 長周期応答に関する耐震性能照査項目

長周期スロッシング応答の耐震性能照査項目として、最大波高(溢流)、浮屋根強度、固定屋根衝撃圧を取上げ、これらの問題についての現状分析を行った。

各種タンクについて、仮に $S_v=200kine$ として、応答スペクトル法により最大波高を求めると図-2 のようになる。近年では、Housner 法よりも速度ポテンシャル理論による応答スペクトル法が実験・実測結果と合うと言われており、時刻暦応答解析ともほぼ整合するので、以下では応答スペクトル法にて検討を進めている。

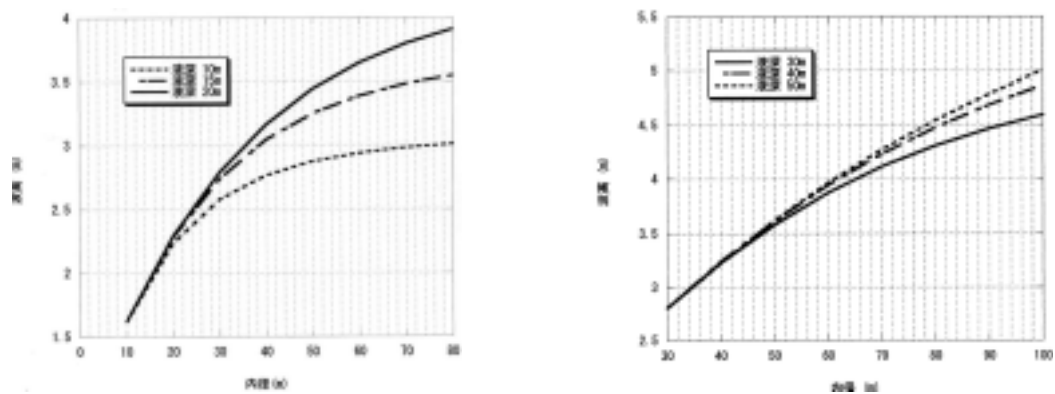


図-2 Sv=200kine に対する最大波高(左：石油・水道タンク、右：LNG タンク)

Figure 2 Wave height for Sv=200kine (Left: Oil & water tanks, Right: LNG tank)

浮屋根の耐震強度については、今回の消防法新告示において初めて基準に明記された。新告示は、特に十勝沖地震で大きな被害を生じたシングルデッキ浮屋根に対して、1次モードの有限振幅波動（非線形）効果を考慮するとともに、2次モードの影響を取り込んだ形での規定となっており、今後のシングルデッキ浮屋根式石油タンクの耐震安全性向上に大きな役割を果たすものと考えられる。しかしながら、浮屋根の存在を考慮した場合のスロッシング挙動については、まだ研究事例が非常に少なく、有限振幅効果や浮屋根の耐荷性状等を含めて、弾性的・非弾性的な浮屋根を考慮した場合のスロッシングの性状が完全に明らかにされているとはまだ言えない状況である。

ここでは、そのような観点から浮屋根の弾性を考慮した流体-構造連成振動(Fluid-Structure Interactive Vibration = FSI)解析を実施し、浮屋根スロッシングの性状と耐震設計の検討を行っている。ダブルデッキ浮屋根に関して言えば、今回の新告示においても、浮屋根の剛性が高いことからほぼ剛体と見なしての応力照査法が示されている。容量65,000klの石油タンクにダブルデッキ浮屋根を想定した場合のFSI解析結果[5]によれば、ダブルデッキの剛性を考慮したスロッシング挙動は自由表面の場合とも剛体浮屋根の場合とも異なるので、FSI解析の結果を耐震設計に忠実に反映する考え方が必要のように思われる。このような点は、今後の研究により解明が待たれる所であり、ここでは将来への課題として提案を行うこととした。

固定屋根への波頭衝撃圧の問題は、従来から幾つかの理論手法が存在しながらも、実験結果等のばらつきが大きく、慣用的に山本式やWagner式等が用いられて来た経緯がある。今回さらに最近の研究成果も含めて調査したが、決定的な結論に得るには至っていない。

3.7.6 事例による検討

ここでは、提供地震波のレベルから見て、基準レベルを超過する可能性が高いと思われる石油タンクと水道タンクについて、具体的なモデルにより数値検討を実施した。

a. 石油タンク

シングルデッキ浮屋根が設置されている、容量30,000kl、40,000klおよび100,000klのタンク3ケースについて、1次モードと2次モードの応答をそれぞれSv=100kine、200kine、300kineおよび400kineとして、両者の組合せを考えた場合にどのような応力状態になるか、また必要とされる補強はどの程度のものになるかを検討した。

結果として、旧基準で設計されて来た従来の石油タンクのシングルデッキ浮屋根は、1次応答が100kine レベルでも2次応答が200kine レベルを超えると地震時許容応力を超えること、1次応答が200kine レベルの場合には2次応答にかかわらず許容応力レベルになること、1次応答が300kine 以上のレベルではかなり許容応力を上回る状態になることが分った。これに対する補強対策を消防法新基準の方法で求めると、ポンツーンの補剛材断面を従来程度の2倍以上、場合によっては数倍程度に増強する必要があるという結果となった。

b. 水道タンク

上水道タンクの検討には容量10,000m³のモデルを用いた。検討結果では、上部空間1.5mのクリアランスに対し、Sv=200kine とすると波高応答は2.76mとなり、固定屋根に波頭衝撃圧が作用する。この時の屋根板取付部の隅肉溶接応力は常時許容応力程度であるので、地震時許容応力を超えるのはSv=300kine 程度と推察される。

下水道施設としては、消化タンクと水処理施設を検討した。消化タンクは、直径10-20m程度が一般的であり、上部クリアランス1.5-2.0mを考慮すると、Sv=300kine レベルになると波頭衝撃圧を考慮する必要がある。水処理施設では、普通上部クリアランスが1m程度であるので、長さ30m、深さ10m程度の大型のものとすると、Sv=300kine 程度の場合に対しては、屋根スラブに過大な衝撃力が作用し、単純な許容応力度法により鉄筋補強対策を考えることには無理があることが分った。

3.7.7 スロッシングに対する新しい耐震対策

スロッシング問題は、長周期地震動の問題と関連して古くて新しい問題であり、従来からスロッシング制振方法等について多くの提案がありながら、それらは実現に至っていない。しかし、新しい消防法等も含めて今後の巨大地震を想定したような対策を考える時には、新しい耐震対策技術を開発する意義も大きいものと思われる。

本WGでは、このような観点から最近各機関で行われているこの種の技術開発を積極的に推進すべく、昨年7月25日に土木学会において、「大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術のミニシンポジウム」を開催した[6]。2編の特別講演と13編の講演があり、約100名の参加者を得て盛況であった。この中には、スロッシング制振に関する幾つかの提案とともに、新しい耐震性浮屋根や浮屋根免震構造の提案もあった。

3.7.8 まとめと今後の課題

以上、巨大地震動に関する提供地震波の長周期特性に関連して、各種タンクにおけるスロッシング設計・基準の現状と想定された地震動レベルに対する耐震診断および耐震対策を検討した。結果として判明した事項について、今後の課題も含めて以下に列挙する。

- (1)石油タンク・LNGタンク・水道タンクの各種タンクについて、現状の基準におけるレベル2地震動等の高レベル地震動に対しての考え方、および長周期スロッシング応答に関する規定の内容について調査した。
- (2)提供地震動の長周期帯域の速度応答スペクトルレベルは、総体的には水道タンク指針あるいは消防法新告示のレベルを上回るケースがかなり見られ、最大はほぼLNG指針の3波共振法レベルになることが分った。

- (3) タンクの耐震性能照査項目について調査したが、特に石油タンクについては、巨大地震を想定した時波高が側板余裕高を超える可能性もあることから、溢流と着火防止対策に十分留意することが重要である。また、研究事例の少ない浮屋根スロッシング FSI 挙動の解明が必要であることを示し、例としてダブルデッキ浮屋根の FSI 耐震設計への提案を行った。
- (4) 石油タンクのシングルデッキ浮屋根について、旧基準で設計されている既設タンクが新基準あるいは今後の想定される地震動に対しどの程度の補強が必要になるかを検討した。また、上・下水道タンクについて、どの程度のレベルから波頭衝撃圧が作用し、どの程度の影響が発生するか検討したが、大型のタンクでは場合により衝撃圧力に対する保有耐力設計のような対策が必要になることが分かった。
- (5) スロッシングに係る耐震・制振・免震技術を推進するためのミニシンポジウムを開催し、幾つかの新規提案の調査・収集を行い、今後の実用化へ向けての方向付けを行った。

本 WG では、今回時間的な制約等から長周期スロッシング問題を主眼として検討したが、巨大地震等を想定した時にはタンク本体の短周期応答や基礎・地盤の問題も非常に重要である。また、スマトラ沖地震でも見られたような津波被害に関する検討も重要である。今後これらについて関係各機関で検討されることが必要である。

参考文献

- [1] 危険物の規制に関する規則の一部を改正する省令等の施行について、消防危第 14 号、2005 年 1 月
- [2] LNG 地上式貯槽指針・LNG 地下式貯槽指針、日本ガス協会、2002 年 8 月
- [3] 水道施設耐震工法指針・解説、日本水道協会、1997 年 3 月
- [4] 構造物設計指針、日本下水道事業団、2003 年 4 月
- [5] Sakai, F., Inoue, R. & Hayashi, S.: Fluid-Elastic Analysis and Design of Sloshing in Floating -Roof Tanks subjected to Earthquake Motions, Proc. 2006 ASME Pressure Vessels and Piping Conf., Vancouver, Canada, July 2006
- [6] 大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術のミニシンポジウム 講演概要集、土木学会巨大地震災害への対応検討特別委員会、耐震診断・耐震対策部会、タンク WG、2005 年 7 月

3.8 土構造 WG

3.8.1 はじめに

河川堤防、道路、鉄道などの盛土構造物は、被害地震のたびに少なからず損傷を受けてきたにも関わらず、一般に経験的な構造細目（斜面勾配、盛土材料、施工管理値など）が規定されていること、被害が発生しても早期の復旧が可能であることから、フィルダムや空港などの特別な盛土を除いて耐震設計が行われることは稀であった。しかし、1995年兵庫県南部地震において盛土構造物が甚大な被害を受けたことを踏まえ、道路、鉄道、河川堤防などの盛土構造物に対しても耐震設計が導入され、円弧すべり法による安全率の検討に加えて、地震後の変形量をクライテリアに設定する耐震性評価法も示されている。

例えば背後に0メートル地帯を有する河川堤防では、堤防の沈下が外水流入による甚大な2次災害を引き起こす可能性を有するため、全国的に地震後の残留沈下量を評価した耐震点検が実施された。しかし、この点検法では円弧すべり法の安全率から経験的に天端沈下量を推定して盛土の耐震性を判定しているが、盛土の沈下量を過大評価するとともに、レベル2地震動に対する検討が含まれていないために、変形解析手法を用いた新たな耐震性評価手法が検討されている。

河川堤防の過去の大きな被害は基礎地盤の液状化に起因するものがほとんどであり、また、液状化を伴う盛土の耐震性評価に際して変形解析法は有効な評価手段である。そこで、土構造物WGでは、海溝型の巨大地震災害に対してより合理的な河川堤防の耐震診断や耐震対策工を実現するために、基礎地盤が液状化する場合を想定し、変形解析手法を用いた新たな耐震性評価手法の提案を検討した。その評価手法の提案に向けて二つの課題が挙げられた。一つは継続時間の長い地震動に対する変形解析手法の適用性であり、もう一つは変形解析手法の解の不確実性である。これらの課題についての検討結果及び提案する耐震性評価法を3.8.2で述べる。3.8.3では提案する評価方法による河川堤防の耐震診断例を示す。3.8.4では既設の各種盛土構造物の耐震補強工法の現状を示す。

3.8.2 変形解析を用いた耐震性評価手法

a. 変形解析の巨大海溝型地震に対する適用性

地震時の土構造物の変形解析手法は、これまで比較的継続時間の短い地震動における被災シミュレーションや模型振動実験等に対して、解析の妥当性が検証されてきた。しかし、巨大海溝型地震のような継続時間が長い地震動に対する適用性については、ほとんど検証がなされていない。そこで本検討では、まず、繰返し回数の多いせん断試験に対して構成モデルによる要素シミュレーションを実施し、構成モデルの適用性を確認した。次に、継続時間の長い地震動を入力した際の予測変形量について、複数の変形解析手法の結果を比較した。手法間の予測変形量のばらつきが、地震動の種類に依存するかどうかを確認し、変形解析手法の巨大海溝型地震動に対する適用性を検討した。その結果、以下のことが確かめられた。(1) 既往の構成モデルでも液状化後の繰返し回数の多いせん断試験の再現は可能である。ただし、液状化後の繰返しせん断挙動を再現するには、一般に行われている液状化強度曲線のキャリブレーションだけでは不十分であり、今後は液状化後の繰返しせん断変形特性に関するデータの蓄積が必要である。(2) 既往の遠心模型実験に対してキャリブレーション済の複数の変形解析において継続時間の長い地震動を入力したところ、盛土の沈下量に手法間のバラツキが生じた。この原因の一つとして(1)の問題がある。

b. 解析係数

本WGで取り扱った地盤の液状化による変位解析法は実務での歴史は短く、解析法の結果自体に現れるバラツキ、すなわち解析法の不確実性を考慮するための安全余裕についてはほとんど検討されてこなかった。そこで、地盤の液状化による盛土の沈下量を解析した事例を収集し、それをもとに液状化時の盛土沈下量解析法の結果に見られるバラツキの現状とこれら解析法を実務設計で用いる場合に考慮すべき安全余裕について検討を行った。その結果、沈下比(=実測沈下量/解析沈下量)と天端沈下率(=沈下量/盛土高さ)の関係図(図3.8.1)に示すように、天端沈下率が大きい場合のばらつきは小さいことが分かった。図中の実線は95%のデータが含まれる解析係数の提案値である。ただし、天端沈下率が0.2以下の範囲では、データの数少なく解析結果のバラツキが大きいため、解析係数の提案値は定義していない。

c. 評価フロー

従来の河川堤防の耐震性評価手法では、変形量を直接計算せず安全側に判定しているため、沈下量を過大評価することが指摘され、合理的ではなく、不経済であると考えられる。そこで、簡易的なスクリーニングを経ても、耐震性に疑問の残る構造物に対して、変形解析を導入する方法を提案する。ここでは、従来、地震対策工について円弧すべりの安全率で評価していたものに対しても、耐震対策に膨大な費用を要する場合には、変形解析による評価を求めている。(図3.8.2参照)

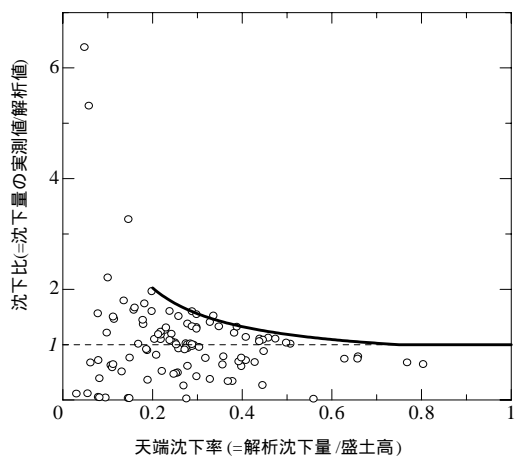


図 3.8.1 解析結果のバラツキと解析係数

Figure 3.8.1 Ratio of actual settlement to predicted settlement of embankment plotted against actual settlement normalized with respect to embankment height.

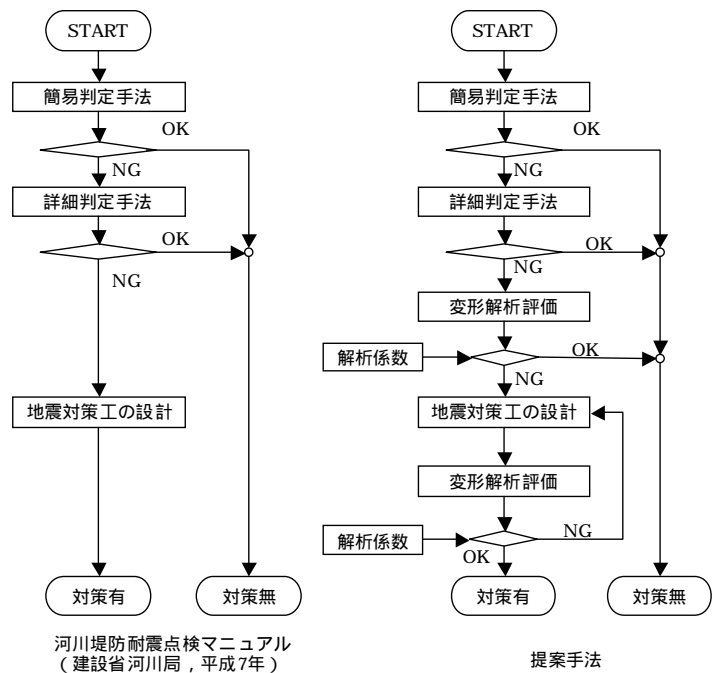


図 3.8.2 河川堤防の耐震性評価フロー

Figure 3.8.2 Seismic evaluation flows for river dike.

3.8.3 耐震診断例

愛知県の日光川を対象に、提案手法を用いた変形解析による耐震診断を行った。診断結果を表3.8.1に示す。用いた変形解析手法は地震応答解析(FLUSH)と液状化流動解析(ALID)である。表に示すように、

耐震点検マニュアルにおいて耐震性が不足していると判定された堤防横断面において、変形解析による天端高さはいずれも要求高さを満足する。また、仮に解析係数を 2.0 とした場合には、左岸 3K000 の一断面の耐震性が不足するだけにとどまる結果となった。

表 3.8.1 耐震診断結果

Table 3.8.1 Seismic evaluation results for the river dikes.

断面番号	天端高 (m)	要求高 (m)	従来手法		解析係数 1.0		解析係数 2.0		解析係数 3.0	
			天端高 (m)	評価	天端高 (m)	評価	天端高 (m)	評価	天端高 (m)	評価
L2K600	3.00	0.70	1.44		2.41		1.82		1.23	
L2K800			-0.93	×	1.90		0.80		-0.30	×
L3K000			-1.16	×	1.56		0.12	×	-1.32	×
L3K200			-1.10	×	2.18		1.36		0.54	×
L3K400			0.30	×	2.09		1.18		0.27	×
R3K400	3.20	0.70	-1.57	×	2.25		1.30		0.35	×
R3K600			-1.65	×	2.69		2.18		1.67	
R3K800			-0.03	×	2.97		2.74		2.51	

3.8.4 耐震補強工法の現状

既設構造物への耐震対策，とりわけ液状化対策を実施する場合には新設構造物に対策を実施する場合に比べて技術的な制約条件が多くなることが特徴となる。ここでは，土構造物の耐震対策として実施された事例および現在開発中の工法などの調査を行い，河川堤防，鉄道盛土などの耐震対策事例について取りまとめた。

既設河川堤防の場合には，川表側，川裏側の地盤に固化工法や密度増大工法による液状化対策など，地盤性状に応じた対策が選定されており，鉄道における盛土の耐震対策ではシートパイル締め切り工法の採用実績が多い。

3.8.5 まとめと今後の課題

本節では，土構造物のうち，特に河川堤防を重点的に耐震性評価，耐震補強法の検討を行った。以下に得られた成果ならびに課題を列挙する。

- (1)盛土構造物の耐震性検討で従来用いられている円弧すべりに基づく簡易判定の代わりに，変形解析手法を用いた評価を行い，合理的な耐震対策が施せる可能性を示した。
- (2)解析係数で収集した解析事例は，盛土の強度・剛性が高い，良く締固められた道路盛土に対応する事例は含まれていない。また，解析は各解析法の開発者が行ったものである。ここで提案した解析係数はこのようにならかなり限定的な条件の下に収集されたデータに基づくものであること理解し，解析係数の適用については十分に注意すると共に，今後データの収集と解析係数の精査を継続的に行う必要がある。
- (3)既往の構成モデルでも液状化後の繰返し回数の多いせん断試験の再現は可能である。ただし，一般に行われている液状化強度曲線のキャリブレーションだけでは，継続時間の長い入力地震動を用いた場合，変形予測精度が低下する結果となる。今後は液状化後の繰返しせん断変形特性に関するデータの蓄積が必要である。

【謝辞】東京電機大学の安田進教授，東北学院大学の吉田望教授，地盤ソフト工房の安達健司氏には，ALID

の解析を行うに当たり、度々、懇切なご指導、ご助言を頂いた。群馬高専の阿部博教授、東電設計の佐藤正行氏、基礎地盤コンサルタンツの粕田金一氏、清水建設の福武毅芳氏、元応用地質の竹島康人氏には、解析精度の検討に関して、貴重な資料をご提供頂いた。記して各位に感謝の意を表す。

3.9 ダムWG

3.9.1 概要

我が国には、高さ 15m 以上のダムが約 2800、高さ 15m 以下のダム・ため池を含めると約 25 万存在する。ダムの耐震設計は、河川管理施設等構造令及び同施行規則に準拠して震度法に基づいて行われているが、兵庫県南部地震以降、地震時の実現象に即した耐震性能照査の必要性が認識され、既設ダムの耐震性能を動的解析で照査するようになりつつある。既設ダムでは、建設後の時間が経過すればするほど、耐震診断の必要性が高くなるので、今後の耐震診断に役立つ、信頼性の高い耐震診断法の普及が大切である。

このような将来的必要性を踏まえ、既設ダムの耐震診断法については、東海地震、東南海・南海地震における想定地震動を用いて、4つのダムを対象として事例解析を行った。ダムについては、堤体の形状・寸法、周辺の地形・地質等がサイト毎に異なり地点依存性が高いことから、サイト・スペシフィックな手法で耐震診断法の提示の検討を行った。耐震対策法に関しては、明治時代から昭和初期にかけて建設された、既設ダムの耐震対策工事が既に幾つか実施されているので、それらの事例について集約した。

3.9.2 ダムの性能目標

ダムに要求される基本機能は、貯水機能であり、それに連動して放流機能の維持も要求される。ダムの性能目標は、地震によってダムに構造的な損傷が生じた場合でも構造的な損傷が修復可能であり、ダムの貯水機能、放流機能が維持されることである。過去の地震被害事例を集約すると、コンクリートダムでは、堤体と基礎岩盤でのクラックの発生、フィルダムでは、すべり破壊、液状化、沈下、残留変形の発生が、主な損傷となっている。地震防災に際しては、最悪の事態を想定して忘れたころに必ずやってくる巨大地震に備えておくことが大切であり、巨大地震によってダムが構造的な地震被害を受けても、周辺・下流域に二次災害が派生することがないようにすることが大切である。コンクリートダムでは、万が一、貯水が越流した場合でも、ダムの決壊に帰結しないと考えられるが、フィルダムでは、貯水の越流がダムの決壊に直結する危険性があるので、越流の回避が重要なポイントのひとつになると考えられる。

3.9.3 二次元解析と三次元解析の位置付け

解析方法に関しては、一般的に、まず、二次元解析で耐震診断を行い、所定の耐震性能が確認できない場合等に三次元解析を行い、より精度・信頼性の高い耐震診断を行う流れを設定している。二次元解析については、既に、参考となる事例（例えば、「土木技術資料 Vol.47, No.6, JUNE 2005, - 特集 大規模地震に対するダムの耐震性能照査 -」等）が数多く出されているので、ここでは、非常に強い地震動が想定される場合、耐震診断の重要性が高い場合、より精緻な診断が要求される場合等に対する耐震診断法の提示を目標として、三次元解析による耐震診断法を検討した。

3.9.4 既設ダムの耐震診断法

東海地震、東南海・南海地震を想定し、アーチダム、コンクリート重力式ダム、ロックフィルダムの代表

的ダム形式について、表 3.9. 1 に示した既設ダムを事例解析の対象とした。事例解析は、個別ダムの安全性を照査することを目的としているのではなく、耐震診断法の提示を目的にしている。解析に用いた地震動は、地震動部会から提供された対象ダム地点の想定地震動を用い、工学的基盤から解析モデルの下方基盤まで引き戻した後に入力波として使用した。アーチダムに関しては、地震動部会提供波²⁾と中央防災会議公開波³⁾を用いた比較解析も行った。中央防災会議公開波については3成分同時入力、地震動部会提供波については2成分同時入力として動的解析を行った。解析モデルは、ダム - 基礎岩盤 - 貯水池連成モデルとしており、IK ダムの三次元解析モデルと地震動部会提供波は図 3.9.1 に、SK ダムの三次元解析モデルと地震動部会提供波は図 3.9.2 に示したとおりである。なお、中央防災会議公開波に比して地震動部会提供波は、長周期成分がやや多く含まれる結果となっている。

表 3.9.1 耐震診断法の例示のための解析対象の概要

Table 3.9.1 Outline of objects analyzed for exemplifying the seismic safety evaluation procedure

想定地震	解析対象					地震動の最大加速度	
	ダム	形式	堤高	堤頂長	所在地	地震動部会	中央防災会議
東海地震	ST ダム	アーチダム	116m	311m	愛知県	109.6gal	259.5 gal
	SK ダム	重力式ダム	155m	293m	静岡県	106.9 gal	
東南海・南海地震	IK ダム	アーチダム	111m	460m	奈良県	194.8 gal	284.0 gal
	YN ダム	ロックフィルダム	115m	202m	高知県	143.4 gal	

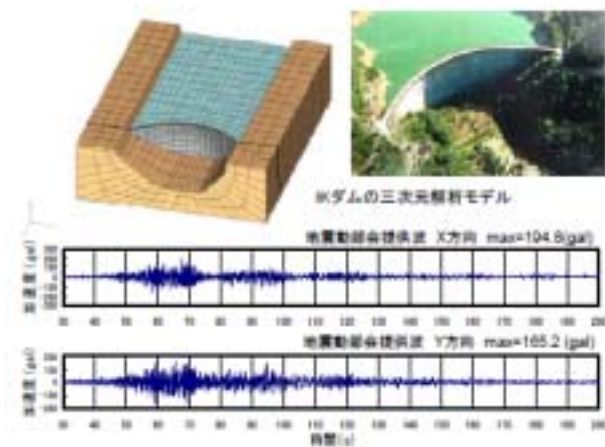


図 3.9.1 IK ダムの解析モデルと地震動部会提供波
Figure 3.9.1 Analytical model for the IK Dam and Earthquake motions provided

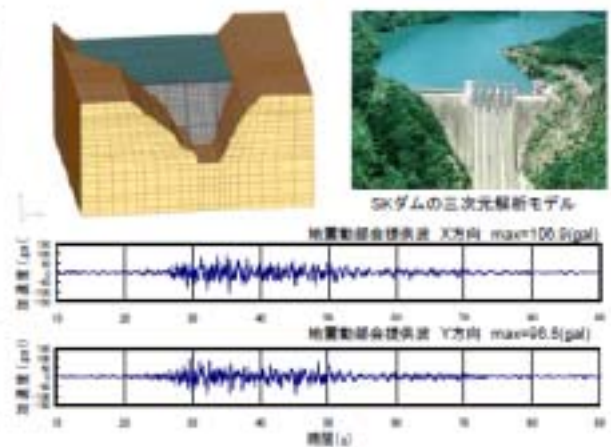


図 3.9.2 SK ダムの解析モデルと地震動部会提供波
Figure 3.9.2 Analytical model for the SK Dam and Earthquake motions provided

表 3.9.1 で地震動の最大加速度が最も大きい事例である IK ダムでは、堤体の最大引張応力は地震動部会提供波の場合は約 4 N/mm²、中央防災会議公開波では約 8 N/mm² と評価された。ダムコンクリートの動的引張強度は、一般に 3~5 N/mm² 程度と想定されているので、地震時の損傷としては、堤体表面での微細なクラックの発生が考えられる。しかし、最大引張応力の発生は、堤体天端の中央部に限られており、また、その発

生は瞬間的であるため、天端中央部の堤体表面の一部に微細なクラックが発生することはあっても、ダム
の耐震性能は十分に保持されるものと考察される。なお、堅硬な岩盤の上に建設されているダムに関しては、
地震動の増幅の影響、長周期成分の影響が小さいので、耐震上有利と考えられるが、基礎地盤が軟質なダム
に関しては、これらの影響が大きくなるので耐震診断の際に留意することが必要である。

3.9.5 既設ダムの耐震対策

既設ダムの耐震対策としては、国内では、表 3.9.2 に示したように、山口貯水池、村山貯水池、布引ダム、
西大谷ダム、山倉ダムの事例が報告されている。

表 3.9.2 既設ダムの耐震対策事例の概要

Table 3.9.2 Outline of actual seismic countermeasures for existing dams

ダム名/竣工	ダム型式	高さ	耐震対策の概要 / 工期
山口貯水池 1934 年	アースフィル 水道用ダム (東京都)	35m	堤体上下流面に補強盛土を施工 ⁴⁾ 1998 - 2002
村山貯水池 1927 年	アースフィル 水道用ダム (東京都)	33.3m	堤体下流面に補強盛土を施工 ⁵⁾ 2002 - 2005
布引ダム (五本松堰堤) 1900 年	コンクリート重力式 水道用ダム (神戸市)	33.33m	日本最古のコンクリート重力式ダム 堤体上流面に補強コンクリートを打設 ⁶⁾ 2001.8 - 2005.3
西大谷ダム 1959 年	アースフィル 洪水調整用ダム (静岡県)	14.1m	堤体上流面に傾斜遮水ゾーンを築造 ⁷⁾ 2003.9 - 2005.8
山倉ダム 1964 年	アースフィル 工業用水ダム (千葉県)	22.5m	五井市原地区工業用水道事業 堤体強化のための改築工事 ⁸⁾ , 2000 - 2004



写真 3.9.1 山倉ダム(耐震補強工事)の全景
Photograph 3.9.1 Panorama of the Yamakura Dam



写真 3.9.2 村山ダム(耐震補強工事)の全景
Photograph 3.9.2 Panorama of the Murayama Dam

3.9.6 今後の課題

動的解析によって、非常に強い地震動に対する既設ダムの耐震性能を精度良く照査するためには、ダムと
基礎地盤と貯水池の動的相互作用の考慮、波動エネルギーの逸散の考慮、ダム・基礎岩盤の非線形特性や非
連続的挙動特性、クラック、塑性・残留変形等の定量的評価が重要な技術的要件となる。

動的解析の結果は、ダムおよび基礎地盤の動的変形・強度特性の設定によって著しく変化するので、耐震性能照査の精度・信頼性を向上させるためには、動的変形・強度特性を定量的に評価することが必要不可欠である。地震観測によって地震動が記録されている場合には、実地震動データを活用して再現解析を行い、動的変形特性を定量的に評価するとともに動的解析法の実証が可能である。

耐震診断に関する今後の重要課題としては、放流施設の耐震性能（特に、フィルダムにおける越流防止対策の重要性）、基礎岩盤の健全性（地震時損傷と風化による強度劣化の影響の考慮等）、断層変位に対する安全性評価（断層変位の定量的評価の必要性、想定される変位量に対する安全性評価手法と開発と耐震対策技術の開発等）、表面遮水壁の耐震性能（表面遮水壁型フィルダムにおける表面遮水壁の維持管理等）等が考えられる。

写真 3.9.1、写真 3.9.2 から理解できるように、近年では、都市化の進展、都市域の拡大に伴い、ダムが都市域に隣接するような状況もめずらしくなってきた。都市域に隣接する既設ダムに関しては、地震によってダムが構造的な地震被害を受けた場合でも、人的被害や二次災害が派生しないように、ダムの耐震性能のみならず防災性能の向上に平素から細心の配慮を心掛けることが大切であると考えられる。

3.9.7 あとがき

ダムは、基本的に高い耐震性を有していると考えられ、地震時に軽微な損傷を受けることはあっても、重大な損傷を受けることは極めて稀であると考えられる。しかし、過去の世界の地震被害事例を見ると、重大な被害を受けた事例が報告されており、万が一のことがないように、平素からダムの地震時安全性を照査し、地震時には迅速かつ適切な安全確認ができるようにしておくことが大切である。これまで、ダムの耐震的配慮は、基本的に設計段階において考慮されてきたが、明治、大正、昭和、平成と、それぞれの時代によって耐震基準類が異なっている。したがって、様々な時代に建設された既設ダムに関しては、地震工学、防災工学の進展発展に合せて、最新の技術レベルで耐震診断を行うことが必要である。地震防災に関する平素からの啓発と教育・訓練が大切である。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局:大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案),2005.3
- 2) 野津厚:ダム地点における地震動評価,2005.8
- 3) 中央防災会議:東海地震に関する専門調査会,東南海・南海地震等に関する専門調査会
- 4) 長岡敏和、野神睦雄、加藤正樹、古川和弘、内田賢司、橋本和明、白石保律:耐震補強工事を実施したフィルダムの試験湛水結果について - 山口貯水池堤体強化工事(その9) 土木学会第58回年次学術講演会梗概集、 -305、pp609-610、2003.9
- 5) 田原功、小作好明、黒坂基、佐藤誠一、江藤等、古川和弘:既設アースフィルダムの耐震強化工法検討における耐震性の照査 - 村山下貯水池堤体強化工事(その3) 土木学会第58回年次学術講演会梗概集、 -307、pp613-614、2003.9
- 6) 坂下良一、中川広志、中西敬次郎、空中博、松田康孝:布引ダム(五本松堰堤)補強工事 日本最古の重力式コンクリートダムの再生」月刊ダム日本、2005.7
- 7) <http://www.dokokyo.or.jp/ce/ce0502/project.html>
- 8) 企業庁工業用水部管理課 kikoukan01@mz.pref.chiba.lg.jp

3.10 構造物の強度等調査法WG

3.10.1 はじめに

調査WGでは、大正時代に構築され、現在も供用されている鉄道橋梁下部構造物を対象に、耐震診断を行った。診断の対象とした構造物は、南海本線紀ノ川橋梁の下部構造物で、上り線が明治時代に、下り線が大正時代に構築されたレンガ及び無筋コンクリートからなる旧式構造物で、近年の地震活動の状況から、近い将来、再び南海・東南海地震の発生が予想されている。

3.10.2 橋梁概要

南海紀ノ川橋梁は、和歌山県の紀ノ川河口近くに架かる上下線別線橋梁である。橋梁の写真を図 3.10.1 に示す。



図 3.10.1 南海本線紀ノ川橋梁遠景（耐震検討は写真手前の下り線を対象に実施）

Fig 3.10.1 Distant view of bridge

表 3.10.1 調査・試験項目一覧

Table 3.10.1 List of tests

3.10.3 調査および耐震診断の流れ

耐震診断にあたって実施した調査試験項目の一覧を表 3.10.1 に示す。

地盤調査は、静的非線形解析および入力地震動の算定に必要なデータを収集するため、標準貫入試験、サスペンション法によるPS検層を行った。

部材の現有強度調査では、橋脚・基礎の耐力算定に必要な部材強度を把握するため橋脚躯体とケーソン基礎頭部からコア採取、採取コアを用いた圧縮・引張強度試験、コア試験を補完するための透過弾性波速度測定を行った。

橋脚および基礎の耐力算定（静的非線形解析）では、地震応答解析に必要な橋脚の荷重～変位関係曲線および躯体あるいはケーソン基礎が破壊に至る時の水平震度を得るための静的非線形解析を行った。また、入力地震動算定では、耐震検討に用いる入力地震動を得るため、地盤をモデル化して入力地震動の算定を行った。

構造物の地震応答解析では、構造物の動的解析モデルを作成し、動的解析により入力地震動に対する応答値の算定を行った。耐震性能評価では、動的解析により得られた応答値と構造物全体の終局点とを比較し、

調査・試験法	実施数量	目的
ボーリング	左岸高水敷：35m 右岸高水敷：40m	標準貫入試験、PS検層に付随
標準貫入試験	左岸高水敷：30回 右岸高水敷：35回	地盤の強度特性および地盤材料の確認
PS検層	右岸、左岸とも1m毎	地盤の強度特性の把握と入力地震動の推定
コア採取 (60cm以上)	橋脚レンガ部：10本 橋脚コンクリート部：10本 基礎コンクリート部：6本	現有強度の把握 圧縮強度（静弾性係数） 割裂引張強度試験実施
衝撃振動試験	橋脚全数量	橋脚および基礎の健全性の評価
衝撃弾性波試験	P8, P12, P18の躯体、 基礎上部	躯体、ケーソン部材の強度のばらつきの有無の確認と強度の推定

耐震性を照査した。

3.10.4 調査検討結果

橋脚躯体およびケーソン基礎頭部からコア採取を行ったところ、橋脚躯体表面の0.2m～0.5m程度はレンガおよび石積で、そのさらに内部はコンクリートであることがわかった。なお、現存する財産図等の資料では鉄筋の有無が確認できず、また、大正時代に構築された古い構造物であることを考慮し、コンクリート部は無筋と考えた。



図 3.10.2 コア採取状況
Fig. 3.10.2 Circumstance of sampling

採取したコアのコンクリートおよびレンガの圧縮・引張強度試験を行い、現有強度（平均値）を把握した。図 3.10.2 にサンプリング状況を示す。強度試験の結果から、コア毎の強度に大きいばらつきがないことを確認した。表 3.10.2 に現有強度（平均値）の値を示す。

橋脚躯体の耐力算定は、軸力と曲げモーメントが作用する無筋コンクリートの柱部材とし取り扱い、躯体基部を固定した状態で水平震度を漸増させていき、躯体に発生する曲げモーメントおよびせん断力が部材の各々の耐力（せん断耐力と部材外縁における引張り、圧縮強度を越える状態）まで解析を行い、その時点の震度を把握することで行った。また、ケーソン基礎の耐力の算定では、鉄道総研開発のケーソン設計プログラム ver.2.40 を用い、静的に漸次、水平震度を増加させていく中でケーソン躯体に発生する曲げモーメント、せん断力各々の値が躯体の耐力を超えるまで解析を行った。静的解析結果を表 3.10.3 に示す。

入力地震動の算定では、内閣府・中央防災会議¹⁾で計算して工学的基盤面での波形を用いた。なお、中央防災会議により計算されている地震波は、工学的基盤面（ $V_s=700\text{m}$ 位置）で定義されているため、耐震設計上の基盤面～工学的基盤面間の地盤をモデル化する必要がある。そこで、耐震設計上の基盤面～工学的基盤面間の地盤モデルは、現地のボーリング調査結果における最下層（砂礫）の値を参考にし、階段状に設定した。

3.10.5 構造物の地震応答解析結果

地震応答解析は、鉄道構造物等設計標準・同解説²⁾（耐震設計）に準じ動的解析モデルを構築し、上述の入力地震動を用いて求めた。東南海・南海地震連動型を用いた解析結果では、河床低下の影響の大きい P12

表 3.10.2 採取試料の現有強度
Table 3.10.2 Possessing strength of samples

対象	種類	試験値
レンガ	圧縮強度	20.9N/mm ²
	引張り強度	1.5N/mm ²
コンクリート	圧縮強度	32.9N/mm ²
	引張り強度	3.5/mm ²
	静弾性係数	31.3kN/mm ²

表 3.10.3 静的解析による耐力算定結果
Table 3.10.3 Results of static analysis

橋脚番号	検討方向	終局震度	備考
P 8	線路方向	0.59	橋脚部材が終局
	線路直角	1.14	ケーソン部材が終局
P 12	線路方向	0.49	ケーソン部材が終局
	線路直角	0.85	ケーソン部材が終局
P 19	線路方向	0.82	橋脚部材が終局
	線路直角	1.94	橋脚部材が終局

橋脚では応答加速度がわずか 91gal と小さく、規模が比較的大きい P19 橋脚でも 360gal 程度であり、躯体あるいはケーソンの終局震度に対し余裕がある結果となった。また、兵庫県南部地震時の応答についても解析したが、応答が大きい橋脚で最大応答加速度が 300gal 程度であり、構造物系全体の終局点を下回っていたことがわかった。

3.10.6 まとめと今後の課題

大正時代に構築された南海本線紀ノ川橋梁（下り線）は、古くは昭和 19 年の南海地震や昭和 21 年の東南海地震を、また、近年では平成 7 年の兵庫県南部地震、平成 16 年紀伊半島沖地震、平成 17 年に和歌山県北部地震を経験してきているが、これらの地震に対しなんら変状・被害を生じさせることなく現在においても健全な状態で旅客輸送に供用されている。

今回、橋脚・基礎材料が保有する現有強度を用い、内閣府中央防災会議による東南海・南海連動型の想定地震動に対する耐震照査を行ったところ、いずれも安全性を担保し得る結果となったが、このことは、当該構造物がこれまでの既往地震に対し無変状であったことと整合する。正直なところ、検討を開始する前においては、このような旧式構造物に対し L2 地震動に対する耐震検討を行った場合、耐震安全性は担保し得ないものと考えてきたが、今回の検討によって、その固定観念は払拭させられることとなった。

なお、本検討では、精度の高い動的解析結果を把握することを目標に各種の試験・調査を実施した。しかし、古い設計図は存在したものの基礎部（ケーソン基礎）に関する諸元データは、その大きさを示すもの以外は皆無で、そのため無筋として検討を進めざるを得なかった。

今後は、非破壊検査等による鉄筋量の推定法の確立、さらに地中コンクリートの精度の高い強度推定法の確立が望まれる。

参考文献

- 1) 内閣府中央防災会議 HP : <http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/>
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、(財)鉄道総合技術研究所

3.11 動的解析WG

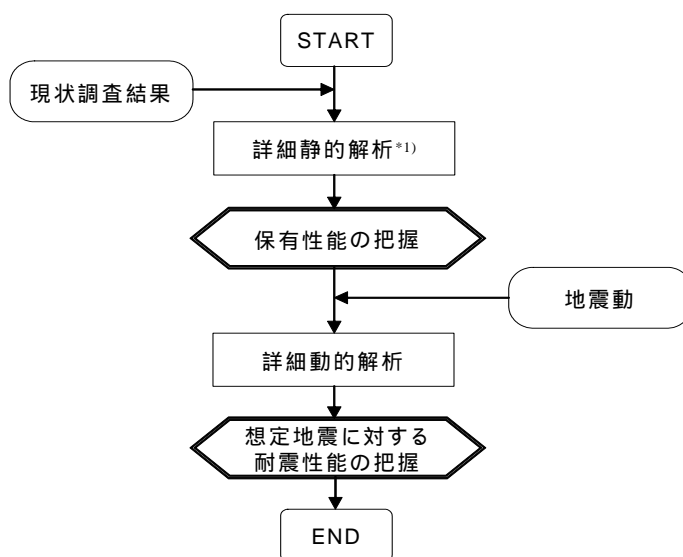
3.11.1 耐震診断

a. 耐震診断における手順

構造物の耐震性能を評価するための解析には、以下の2つの目的がある。

- (1) 構造物が保有している性能を把握するための解析
- (2) 地震作用に対する構造物の性能を照査するための解析

構造物の耐震設計においては、想定する地震と構造物の重要度に応じて、必要とする耐震性能を定め、構造物の応答値が要求される耐震性能に応じた限界状態を越えないことを照査することは勿論、構造物が終局に至るまでのプロセスと破壊モードを含めた保有性能を把握しておくことが重要である。構造物の耐震設計の基本思想としては、曲げ破壊モードであることが望ましいのは明らかである。その理由は、兵庫県南部地震の際に、せん断破壊モードの場合には構造物が脆性的に破壊し、甚大な被害に至ったが、曲げ破壊モードであれば、構造物は粘りを発揮し、落橋等の甚大な崩壊に至らなかったことから明らかである。さらに、重要なことは、想定地震動や地盤パラメータ、部材パラメータおよび構造物の応答の推定にはなんらかの不確実性を伴うが、この場合でも曲げ破壊モードであれば、想定外の地震作用があった場合でも、甚大な崩壊を防ぐことが可能になるのである。そこで、本報告書では、下記(図3.11.1)のようなアプローチを提案する。



*1) 複雑な構造物等では、事前に固有値解析や弾性解析等を行って荷重の載荷方法を求めておく必要がある

図 3.11.1 耐震診断の基本的なフローの提案

b. 耐震診断における解析手法の使い分け

構造物が保有している性能は、いわゆる Push over analysis により確認される。Push over analysis とは、「漸増載荷解析法」、「荷重漸増解析」、「荷重増分法」などと言われており、詳細な静的解析により実施される。この解析では、部材や地盤の非線形性を考慮して、構造物の解析モデルに、地震作用に対応した静的な

荷重を漸増载荷して、その载荷荷重（震度）と水平変位の関係等によって構造物全体系の耐震特性を評価しようとするものである。この解析では、静的荷重は、構造物が終局状態をむかえるまで、作用しつづけることになる。この解析によれば、構造物の損傷過程や全体系の耐震性能を精度よく確認することができる。ただし、振動性状が複雑な構造物に対してプッシュオーバー解析を適用するには、高次振動モードの影響など動的な特性を考慮する必要があり、载荷方法等に工夫が必要だと考えられる。そのためには、一旦、参照地震動に対する応答値を求めるための解析を実施した後、最大加速度分布に応じて荷重を载荷する方法や、最大変位分布に応じて強制変位させる方法が用いられる。

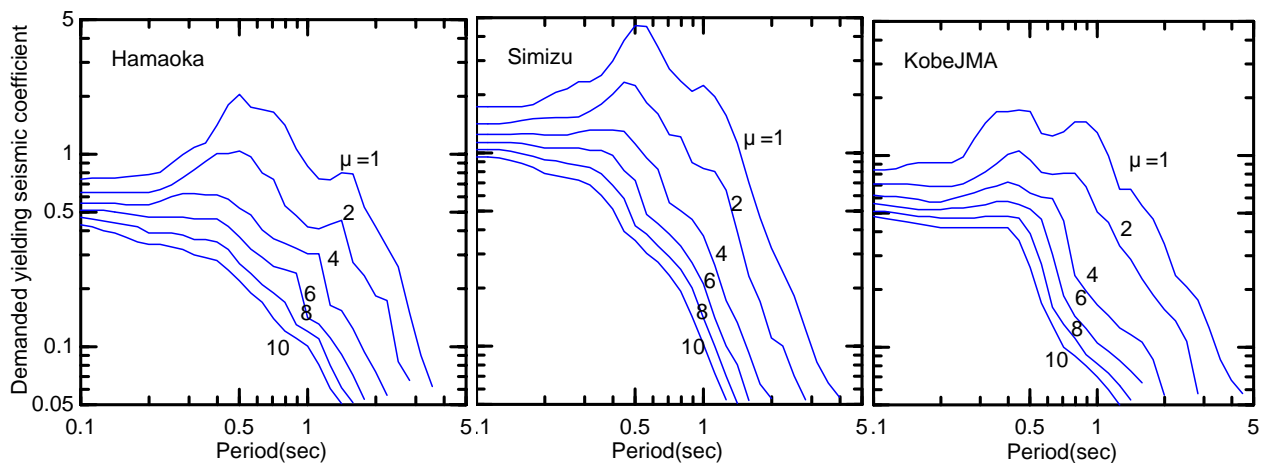
一方、想定地震に対する構造物の応答値を求めるための解析では、想定された地震動に対して、地盤と構造物との相互作用の影響を考慮した、動的解析法により応答を算定する。簡易動的解析法と詳細動的解析法を採用することが可能である。

3.11.2 巨大地震に対する問題点 継続時間の影響

本WGでは、巨大地震に対する問題点として、いくつかの内容について検討したが、ここでは紙面の都合上、今後の耐震評価で最も影響が大きいと思われる継続時間の影響について報告する。

野津による東海地震震源域波（清水地点および浜岡地点）を例にして、検討結果を示す。

解析に用いた構造物（系）の履歴モデルは Clough モデルを用いた。第2勾配比は0.05、除荷時の剛性低下指数は0.2とした。上記の計算条件の下で、算定した所要降伏震度スペクトルを図3.11.2に示す。また、参考までに兵庫県南部地震の神戸 JMA で観測された記録に対する所要降伏震度スペクトルも図中に示す。清水の想定波形に対する所要降伏震度スペクトルは際立って大きいですが、浜岡の想定波形と神戸 JMA 波形の所要降伏震度スペクトルは同程度の値となっている。



(a)想定東海地震波（浜岡） (b) 想定東海地震波（清水） (c)兵庫県南部地震（神戸 JMA）

図 3.11.2 所要降伏震度スペクトル

周期 0.7 秒、降伏震度 0.5 の構造物を考える。この構造物の応答塑性率は、所要降伏震度スペクトルから読み取ると、概ね浜岡波に対しては 3.5 程度、神戸波に対しては 3.8 程度となっている。現在の耐震性能の評価方法では、塑性率をベースに損傷レベルを評価しているため、この場合には、両者の波形に対しては、ほぼ同程度の損傷レベルと判定される。しかし、浜岡波と神戸波では、その継続時間（繰り返し回数）に大

きな差がある．そこで，塑性率で損傷レベルを評価するのではなく，ここでは，損傷度指標 DI を用いて，その損傷レベルを評価する．この損傷度指標は，Park らにより提案された指標である．

$$DI = D_1 + D_2 = \frac{\delta_{\max}}{\delta_u} + \frac{\beta}{P_y \delta_u} \int dE \quad (1)$$

ここに， δ_{\max} は最大応答変位， δ_u が終局変位， P_y が降伏荷重， β が部材諸元に依存したパラメータである． D_1 が最大変位による損傷を定義する項であり，現状の耐震診断では，塑性率で部材の損傷を定義していることから，この D_1 の項のみを扱っていることに相当する．一方， D_2 は繰り返しによる損傷を定義した項である．

図 3.11.3 は両者の波形に対して，DI を算出した結果である． D_1 による損傷指標は神戸 JMA の方が若干大きい．これは所要降伏震度スペクトルによる評価と調和的である．しかし， D_2 による損傷度合いは，神戸 JMA では， D_1 による損傷度合いに比べて 1/5 ~ 1/4 程度となっており，損傷に対しては最大変位に起因する影響が支配的になっている．これに対して，想定波では， D_2 が D_1 を上回っており，最大変位と同時に繰り返しによる損傷進展が大きな要因になっていることが分かる．

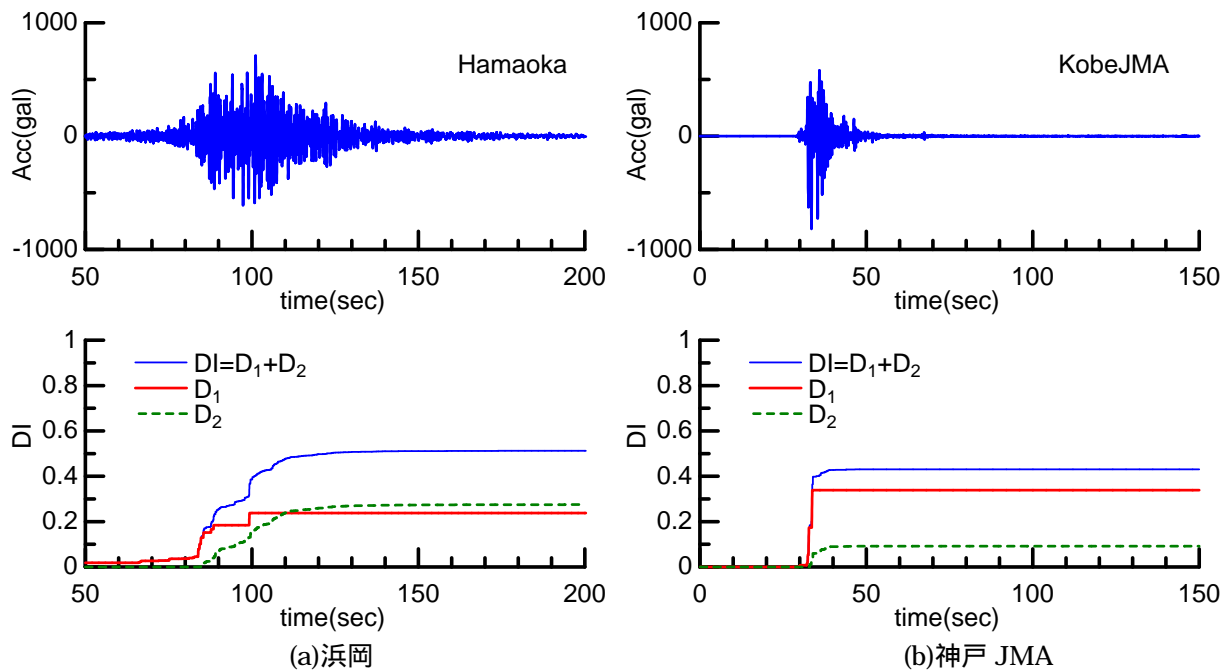


図 3.11.3 Damage Index の時刻歴

大振幅の波形が，長い時間継続する地震波に対する部材の損傷評価においては，このような影響を今後見込む必要があることを示唆している．耐震診断で評価する手法としては，DI 値をそのまま使う方法もあるが，DI 値と損傷レベル（耐震性能）の関係が明確には整理されていないので，例えば，終局変位の制限値 δ_u をある安全率で補正して，等価な制限値で照査するなどの工夫が考えられる．

3.12 優先度WG

3.12.1 はじめに

近い将来発生が予想されている東海，東南海地震などの巨大地震に対して十分な耐震性能を保有していない構造物は少なからず存在すると考えられる．被害を最小限に止めるには全ての対象構造物に対して必要な耐震補強を行うことが好ましいが，予算や時間も限られていることから一度にこうした対策を全て行うことは困難である．そのため，優先順位を定めて効率的に耐震補強を進める必要が生じる．

優先順位に関係する要因としては，構造物の重要度，保有耐震性，残存供用期間，補強の容易さ，補強効果，地点の地震危険度，といった様々なものが考えられ，優先順位を適切に定めることは容易ではない．例えば，保有耐震性は大きく不足しているが重要度はあまり高くない構造物と，少しだけ耐震性が不足している重要な構造物とではどちらを優先させるべきかを判断することは簡単ではない．残存供用期間や地点の地震の起こりやすさ，地震動の大きさなどその他の要因も関係し，問題はさらに複雑となる．本ワーキンググループでは優先度判定のための既往の方法を概観した後，東南海地震を対象とした耐震補強優先度判定について考え方を示すとともに，その例示を行う．

3.12.2 地震リスクによる優先順位判定の方法

リスクとは重要度（影響度）とその頻度の両方の概念を含んだもので，両者の積（リスク＝重要度（影響）×発生確率）で定義されることが多い．損傷の発生確率は地震危険度や構造物の耐震性能によって決まるため，重要性，耐震性，地震危険度の3つの要因がリスクには含まれていることになる．そこで，本検討では半経験的に定めた重要度をもとにリスクを算定して優先順位判定のための指標 D_R を次のように定義した．

$$D_R = Risk_0 - Risk_R = P_f^0 I - P_f^R I \quad (3.12.1)$$

ここで， $Risk_0$ ：耐震補強を行わない場合のリスク， $Risk_R$ ：耐震補強を行った場合のリスク， P_f^0 ：耐震補強を行わない場合の損傷確率， P_f^R ：耐震補強を行った場合の損傷確率， I ：重要度，である．なお， P_f^R は耐震補強によってH8橋と同等の耐震性まで向上すると仮定して算定した．

本検討では，耐震補強を行うことによりリスクがどれほど軽減されるかによって補強の優先順位を評価する．すなわち，このリスク差分 D_R が大きい構造物ほど，耐震補強を行う効果が大きいと判断することになる．

表 3.12.1 仮定した重要度

Table 3.12.1 Assumed importance level

3.12.3 想定した重要度 A, B, C, D

本研究では実在の橋梁ではなく想定した橋梁について評価を行っており，重要度については佐藤らによる評価手法¹⁾を参考に A, B, C, D の3種類，110, 80, 50, 20 と仮定した．その特徴をまとめて表 3.2.1 に示す．

	防災上の要因		交通特性			沿道特性		主要河川の横断
	防災上の路線区分	他県との接続	車両交通量(大型車輛)	歩行者数	路線の方向	沿道特性	火災延焼危険度	
橋梁A (110)	避難道路/緊急輸送路	有	4000台以上	3000人以上	主要な環状線	商店, オフィス街, 繁華街	ランク5	横断する
橋梁B (80)	緊急啓開路線	有	1300台未満	1500人以上 3000人未満	主要な放射線	低層 中高層	ランク3, 4	横断する
橋梁C (50)	その他	無	1300台未満	1500人未満	その他	河川, 山岳 田園, 堤防	ランク1, 2	横断する
橋梁D (20)	その他	無	1300台未満	1500人未満	その他	河川, 山岳 田園, 堤防	ランク1, 2	横断しない

3.12.4 想定した橋梁モデルと条件付き確率

既往の耐震設計規準を満足するように試設計された米田らの RC 橋脚²⁾を解析対象とした。RC 橋脚は、昭和 39 年、平成 2 年、および平成 8 年の道路橋示方書に準拠し耐震設計されている(以下、S39 適合橋、H2 適合橋、H8 適合橋と記す)。各橋脚の断面図と荷重 - 変位関係をそれぞれ図 3.12.1 と図 3.12.2 示す。条件付き損傷確率を算定する際には、残留変位に対する照査、せん断破壊に対する照査、および曲げ降伏後のせん断破壊に対する照査、の 3 つの限界状態を考えた。

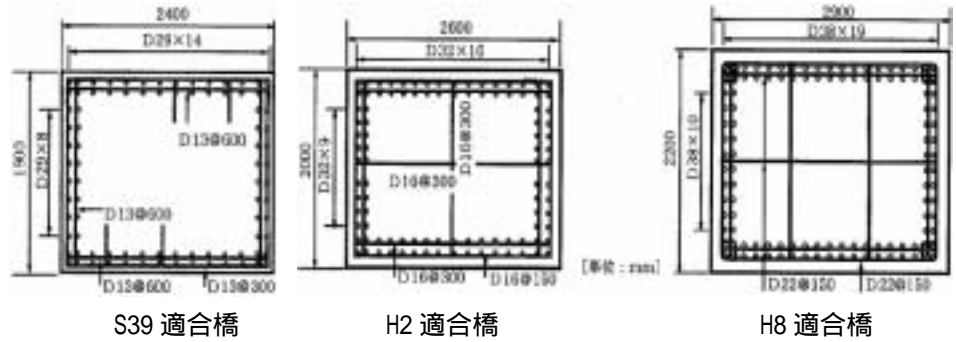


図 3.12.1 解析対象 RC 橋脚の断面図(上下方向が橋軸方向に相当)
Figure 3.12.1 Cross section of RC bridge pier for the study

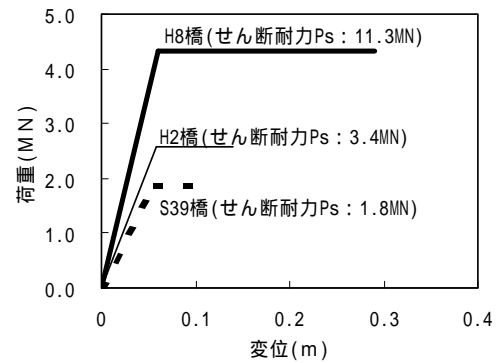


図 3.12.2 荷重-変位の比較
Figure 3.12.2 Comparison of force-displacement curves

地震動は、Suzuki らにより作成された想定東南海地震による地表位置での地震動³⁾を用いた。地震動が推定されている東海地方の 7 地点(名古屋市、豊田市、知多市、岐阜市、羽島市、四日市市、津市)を対象にし、Monte Carlo 法により条件付き損傷確率の算定を行なった。不確定要因としては限界状態式や材料強度のばらつきを考慮して算定した。本来は、強震動予測に伴う不確実性も考慮する事が好ましく、同一地点であっても、地震動は複数提示されるべきものであるが、ここで算定する条件付き損傷確率では、各地点の地震波 1 波を繰り返し用いて求めた地震動のばらつきの影響については将来の課題としたい。これに地震発生確率を乗じることにより、損傷確率を求めた。算定した条件付き損傷確率と構造物の固有周期に対応した加速度応答スペクトル値の関係を図 3.12.3 に示す。想定した東南海地震の発生確率は地震調査研究推進本部のホームページ⁴⁾を基に定めた、今後 30 年以内に発生する確率 0.581 を用いた。

3.12.5 試算結果

地震動が想定されている 7 地点、耐震性については S39 橋と H2 橋の 2 種類を想定する。これに加え重要度は上述の 4 レベルとするため計 56 橋となる。これら 56 橋についてそれぞれ評価指標 D_R を算定し、評価指数が大きい順に並べて図 3.12.4 に示す。ここでは EW 成分を用いた場合の結果を示した。上位は S39 橋が占めていることがわかる。S39 橋は耐震性が低く、多くの地点で損傷確率が 1.0 に近いため優先度が高い。S39 橋間で比較するとほぼ重要度が高い

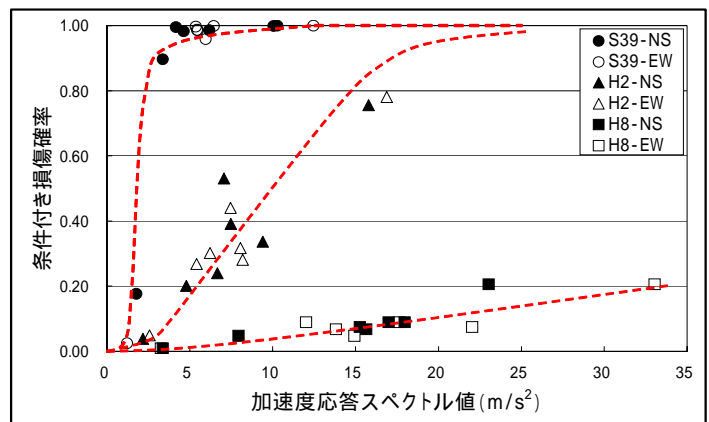


図 3.12.3 条件付き損傷確率と加速度応答スペクトル
Figure 3.12.3 Relation between seismic intensity and conditional failure probability

い順番になっており比較的単純な結果となった。一方、下位を占めている H2 橋間の順位はそのような単純な関係は見られず、地震動の特徴、重要度が複雑に関係して優先度が決まっていることがわかる。

3.12.6 今後の課題

本 WG では地震動の特性を考慮できる地震リスクの考え方に注目して耐震補強優先度を定める例題を示した。しかし、多くの将来への課題がある。たとえば、入力地震動は固定して考えており、地震動自体のばらつきは考慮していないことが挙げられる。今回の結果では岐阜市地点の損傷確率が他の地点に比較して突出して小さい。また、岐阜市地点では S39 橋の方が H2 橋よりも損傷確率が小さい。こうした傾向は今回想定した地震動特有の問題なのか、位相のばらつきや断層モデルのパターンを変えても現れる共通した特徴なのかは不明である。地震動自体のばらつきに関して更なる検討が必要であろう。

重要度は想定する地震によらず既往の検討結果がそのまま使えるとの考えから、本報告では重要度の評価方法についてはほとんど触れていない。しかし、既往の重要度評価方法が確率を乗じてリスクとして扱うことに適しているかは疑問がある。すなわち、重要度指標が 2 倍になることと損傷確率が 2 倍になることはリスクの観点からは同じ意味をもつ。そのような意味を持つように定量化された重要度の評価方法の開発は今後の課題であろう。さらに、重要度を表す指標を経済価値換算することができれば耐震補強コストも含めて期待総費用による比較とすることができる。あわせて将来課題としたい。

参考文献

- 1) 佐藤次郎ら：大都市における既設道路橋の地震防災上の重要度の評価手法，土木学会論文集，No.513/I-31，pp213-223，1995，
- 2) 米田慶太ら：試設計に基づく耐震技術基準の改訂に伴う RC 橋脚およびくい基礎の耐震性向上度に関する検討，構造工学論文集，Vol.45A，pp.751-762，1999.
- 3) Suzuki, W., T. Iwata, K. Asano and N. Yamada, 2005, Estimation of the source model for the foreshock of the 2004 off the Kii peninsula earthquakes and strong ground motion simulation of the hypothetical Tonankai earthquake using the empirical Green's function method, Earth

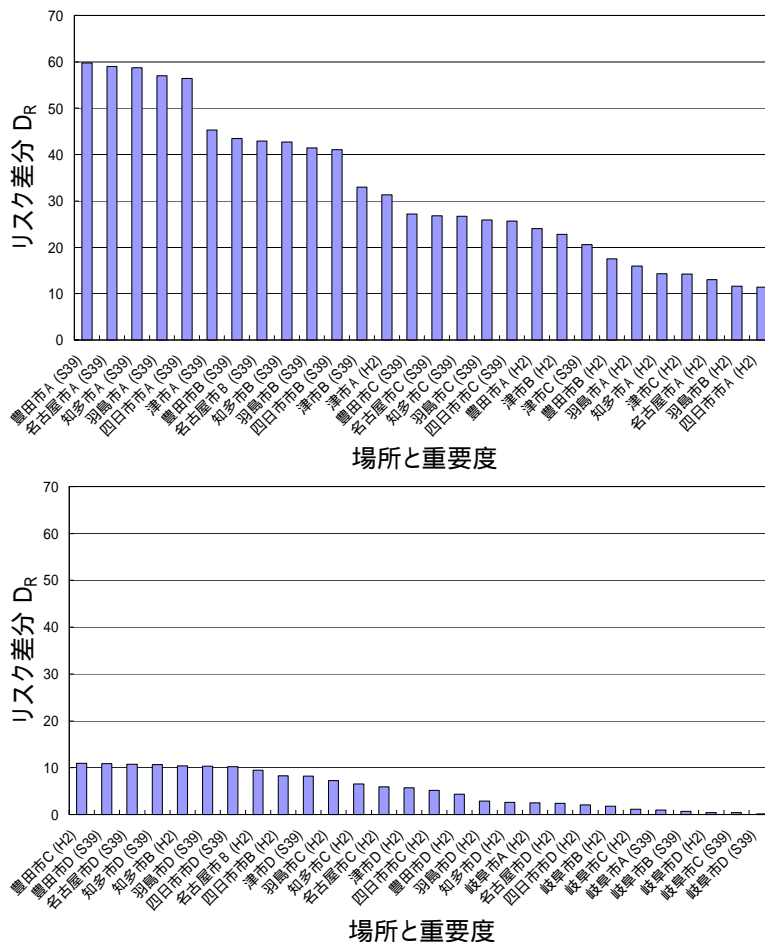


図 3.12.4 地震リスクをもとに定めた耐震補強優先度
Figure 3.12.4 Priority for earthquake strengthening based on seismic risk (EW comp.)

Planets and Space, 57, 345-350.

- 4) 地震調査研究推進本部，地震調査委員会，長期評価部会・強震動評価部会，確率論的地震動予測地図の試作版，2004. (http://www.jishin.go.jp/main/choukihyoka/04mar_kakuritsu/setsumei.pdf)

4. まとめと今後の課題

以上3年間にわたって検討してきた成果の概要を述べた。

この部会で各構造物共通の課題としたのは、代表構造物の選定、その構造物の耐震性能の設定（照査項目の設定）、地震による応答値（変形や応力等）の算定手法の検討、耐震性能の照査方法そして効果的な耐震対策方法の提案である。各WGは精力的に活動し、文献調査や解析を行って、この課題について検討した。その結果、実務的に有用な耐震照査手法および効果的な補強方法が示されたと考えている。

そして、この成果は土木学会と日本建築学会が共同で発表した、「海溝型巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性向上に関する共同提言」（2006年11月20日）に盛り込まれた。

この提言は総括的提言と個別提言・解説に分かれており、それぞれ、地震動、土木構造物、建築構造物の3分野で構成されている。

土木構造物に関する総括的提言は2つあり、それを次に示す。

- 1) 既存の土木構造物の地盤・基礎を含めた構造系全体の耐震性を照査し、損傷レベルと機能に与える影響を明確にして、耐震性が不足する場合は適切な補強を行う必要がある。このため、構造物の大変形挙動と破壊過程の解明、地盤の液状化や側方流動に対する研究を今後とも推進する必要がある。
- 2) 海岸防潮堤、河川堤防の強化・整備および避難計画等の津波対策を推進するとともに、陸上に遡上した津波の挙動および津波が構造物に及ぼす外力特性に関する調査研究を推進する必要がある。

個別提言・解説である「土木構造物の耐震性能照査と補強」は一般事項（各構造物に共通する事項）と個々の構造物に対する提言で構成されている。前者は7項目で基本は耐震性能を定め、それを照査することによって耐震安全性を診断し、安全性が不足する場合は補強する。また、津波や液状化に対する注意事項も記述された。後者は8項目でそれぞれの構造物の耐震診断及び補強に対する注意事項を述べたものである。

今回の委員会の活動では成果も多かったが、各WGの報告にあるように、依然として課題も残っている。それを以下に挙げる。

その第1は総括的提言にもあるように、構造物の挙動の解明である。構造物の地震時挙動を推定する動的解析においては材料および地盤の非線形を考慮して実施することが一般となったが、構造物における大変形領域の挙動の解明あるいは破壊過程の解明が十分とは言えない。とくに盛土、堤防、擁壁など土に関わる構造物の耐震性能の設定およびその破壊過程の解明はこれからの問題といえる。また、液状化やそれに伴う流動化も大きな課題といえる。

第2の課題は耐震補強工法である。道路橋梁の橋脚や鉄道高架橋の柱の補強は大いに進展したが、開削トンネル等の地中構造物、臨海埋め立て地にある産業施設やタンク等は十分に進んでいるとは言い難い。また、兵庫県南部地震における液状化地域で多くの基礎杭が破損したことから液状化地盤における基礎の補強も重要な課題と考えられる。

第3の課題は長周期地震動を含む巨大地震の地震動の問題である。

この中ではいくつかの問題があるがまず地震動継続時間の増大があげられる。内陸型の兵庫県南部地震は主要動の継続時間が10秒程度と短かったが、想定される海溝型の大地震動はマグニチュード8クラスであり、その継続時間は兵庫県南部地震より長くなる確率が高い。したがって、構造物の損傷度の増大、液状化範囲の拡大、側方流動量の増加などが生じる可能性があり、挙動の解明などの検討が必要である。

また、今回の解析では地震動部会から提供された地震波をそのまま使用したが、地点によっては地表面の

加速度が 2,000gal , 加速度応答スペクトルの値が 10,000gal 近くに達するような地震動もある . これなどは表層地盤の非線形性も考慮して地震動を作成するなど、今後の検討が必要だと考えている .

さらに、長周期地震動においては、一般の土木構造物は固有周期の短いものが多く、与える影響はあまり大きくないと考えられるが、タンクのスロッシングによる被害の拡大、長大橋梁の損傷の発生等が考えられ、これも今後の検討が重要である。

第 4 の課題は先の総括的提言にもあった津波の問題である。護岸、堤防が地震の主要動により被害を受けた後に津波の来襲があるとその被害は甚大なものとなる。例えば前回の釧路沖地震では、液状化により津波防潮堤が変形し、水門が閉鎖できなかったという事態も起っている。今回は“勉強”の段階に留まり、診断に取り入れるまでには至らなかった。したがってこれも重要な課題といえよう。

このように残された課題も多く、今後もその解決に努力する必要があるが、この報告が土木構造物の耐震対策に役立つことを祈ってまとめたい。