論文　水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究

本田国保[*1]・足立正信[*1]・石川博之[*2]・長谷川俊昭[*3]

要旨：鉄筋コンクリート製の二連ボックスカルバートを対象に，実構造物の約 1/3.5 の試験体を用いて水平載荷実験を行った。水平荷重の載荷方法と上載荷重の大小をパラメータとした3試験体の実験結果から，正負交番載荷では一方向繰返し載荷と比較して変形能力が小さくなること，上載荷重が大きいと変形能力が小さくなること，いずれの試験体も隅角部の損傷が著しいことを確認した。また，隔壁がせん断破壊する試験体の実験結果から，隔壁のせん断破壊は水平荷重の急激な低下を招き，構造全体の変形挙動に及ぼす影響が大きいことが分かった。

キーワード：ボックスカルバート，水平載荷実験，変形性能

1. はじめに

原子力発電所の非常用取水路や配管ダクトに代表される屋外重要土木構造物の多くは，鉄筋コンクリート製のボックスカルバートである。従来，これらの構造物は大きな地震力に対しても耐荷力で抵抗できるように弾性設計し，地震時の安全性を確保してきた。しかし，最近の非線形解析技術の飛躍的な発展[1)]を背景に，構造物の塑性域に立ち入った解析・照査により設計の合理化が求められるようになった。土木学会の「安全性照査マニュアル」[2)]は，性能照査型設計の概念に基づき解析評価技術のレベルに応じた限界状態の設定と照査指標の選択を可能としているが，設計合理化のためにはさらに構造性能に関する実験データを蓄積するとともに解析評価技術を向上させる必要がある。

本研究では，原子力発電所の屋外重要土木構造物を想定した二連ボックスカルバートの水平載荷実験を行い，水平荷重の載荷方法，上載荷重の大きさおよび隔壁のせん断破壊がボックスカルバートの変形性能に及ぼす影響について検討した。

2. 実験の概要

2.1 試験体

実験パラメータは，表－1に示すように水平荷重の載荷方法，上載荷重の大きさおよび破壊モードとした。水平荷重載荷方法は一方向繰返し載荷と正負交番載荷とし，上載荷重の大きさは土被り厚で 5m および 20m に相当する荷重とした。この上載荷重は，鉛直部材の初期軸圧縮応力度に換算すると 0.3～3.5N/mm^2 となる。また，破壊モードは，曲げ破壊と配筋の違いに起因する隔壁のせん断破壊を想定した。

試験体 S1 と試験体 S2 を比較すれば水平荷重載荷方法の違い，試験体 S2 と試験体 S3 を比較すれば上載荷重の大きさの違い，試験体 S2 と試験体 S4 を比較すれば部材の破壊性状の違いがボックスカルバートの変形挙動に及ぼす影響を比較検討できる。

表－1　実験パラメータ

試験体	水平荷重載荷	上載荷重(土被り厚)	想定破壊ﾓｰﾄﾞ
S1	一方向載荷	20m	曲げ破壊
S2	正負交番載荷	20m	曲げ破壊
S3	正負交番載荷	5m	曲げ破壊
S4	正負交番載荷	20m	隔壁せん断破壊

*1 東電設計（株）技術開発本部土木技術部（正会員）
*2 東京電力（株）電力技術研究所耐震グループ
*3 清水建設（株）技術研究所構造技術開発部　工博

試験体の断面形状と大きさを図－1に示す。4試験体の形状と大きさは全て同一であり，実構造物の約1/3.5である。

各試験体の配筋を図－2および図－3に示す。試験体S1,S2およびS3の配筋は，実構造物の配筋量に基づき引張鉄筋比を約0.5%，せん断補強筋比を0.2～0.3%とした。せん断補強筋の軸方向間隔は80mm（隔壁は50mm）である。各部材のせん断耐力は曲げ耐力の約2倍となる。

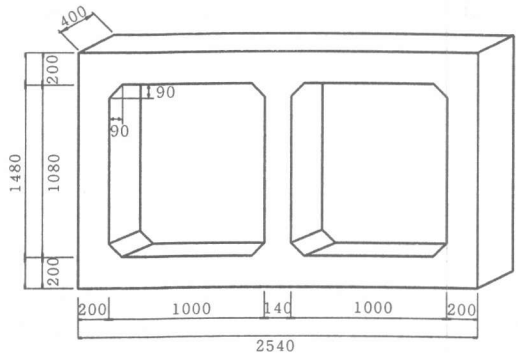
試験体S4は，隔壁がせん断破壊するように設計したものである。隔壁の主筋はD19を片側6本（引張鉄筋比で約3.9%）配置し，せん断補強筋は配置していない。隔壁のせん断耐力は曲げ耐力の約1/2である。また，隔壁以外の部材はせん断破壊を生じないように補強した。

試験体に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表－2および表－3に示す。

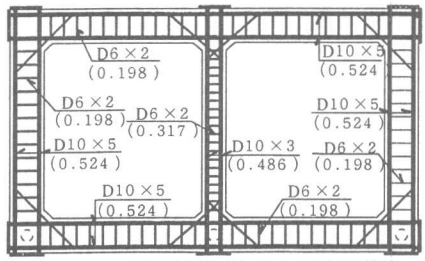
2.2 載荷方法

図－4に載荷装置を示す。本実験では試験体に油圧ジャッキで直接載荷する方法を採用した。地震時のせん断変形は，水平荷重を試験体の頂版端部に載荷することで模擬し，常時土圧の影響は鉛直部材上端部に土被り土圧相当の上載荷重を載荷することで模擬した。上載荷重を載荷するジャッキは，試験体の水平変形に伴う水平分力を低減するため長尺のジャッキを使用している。試験体の側壁下端は鉛直方向変位のみを拘束し，隔壁下端は鉛直および水平方向変位を拘束した。本実験では水平荷重の載荷に伴い水平部材に軸力が発生するが，この軸力が試験体の荷重－変位関係に及ぼす影響は小さいことを非線形解析で確認している。さらに，地盤連成解析との比較を行い，この実験方法でも構造物の変形と損傷を概ね把握できると判断した。

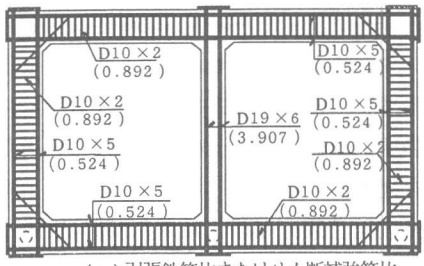
荷重載荷は，上載荷重を載荷した後，この上載荷重を保持した状態で水平荷重を増加させた。正負交番載荷履歴は，試験体の層間変形角γが1/100（水平変位12.80mm）に達するまでは変位増分1/500で繰返し回数を2回とし，以後は



図－1　試験体の形状（単位：mm）



図－2　試験体S1,S2,S3の配筋



図－3　試験体S4の配筋

表－2　コンクリートの物性

試験体	ヤング係数 (kN/mm²)	圧縮強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)
S1	17.6	25.9	2.06
S2	16.6	25.5	2.26
S3	19.1	32.6	2.65
S4	21.0	32.8	2.75

表－3　鉄筋の物性

鉄筋種類	ヤング係数 (kN/mm²)	降伏応力 (N/mm²)	備　考
D10	188	348	主筋
D6	177	368	せん断補強筋
D19	197	569	試験体S4 隔壁主筋(SD490)
D10	188	379	試験体S4 せん断補強筋

変位増分 1/200 で 1 回とした。

試験体の水平および鉛直変位は，測定精度 1/100mm の高感度型変位計を用いて計測し，計測位置は図－5 に示すように部材隅角部の他，部材中間部とした。試験体の層間変形角(γ)は，隔壁上下端間の水平相対変位を試験体の高さ（1280mm）で除した値である。

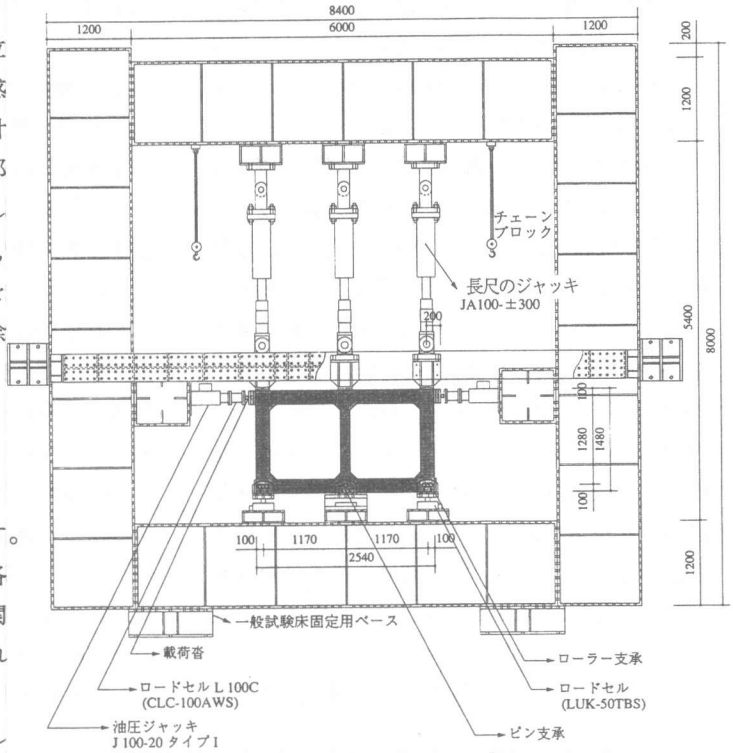
3. 実験結果と考察

3.1 実験結果の概要

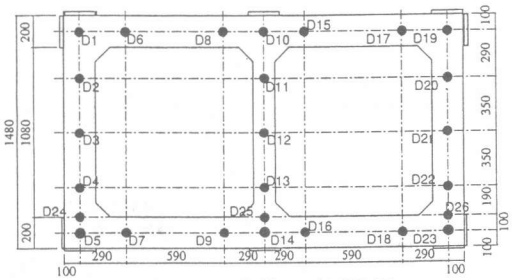
表－4 に実験結果一覧を示す。また，図－6 および図－7 に各試験体の水平荷重－水平変位関係および実験終了時のひび割れ状況を示す。

試験体 S1 は，上載荷重として側壁上端部に 98kN（側壁の軸圧縮応力度 1.23N/mm²），隔壁上端部に 196kN（隔壁の軸圧縮応力度 3.50N/mm²）を載荷した後，水平荷重を頂版左端部から正方向（右側）に一方向載荷した。本試験体は，水平変位が約 20mm（γ=1/64）に達した時点でほぼ全てのハンチ始点付近の鉄筋が降伏し，水平変位が 29.3mm（γ=1/44）で最大荷重点に達した。さらに変位が増加すると隔壁上下端のかぶりコンクリートが剥落し荷重が低下した。

試験体 S2 は，試験体 S1 と同様の上載荷重を載荷した後，水平荷重を正負交番載荷した。本試験体は，正側水平変位が 27.0mm(γ=1/47)，負側水平変位が-19.5mm（γ=-1/66）で最大荷重点に達し，この時点ではほぼ全てのハンチ始点付近の鉄筋が降伏した。最大荷重点以降は，



図－4　載荷装置



図－5　変位の計測位置

表－4　実験結果一覧

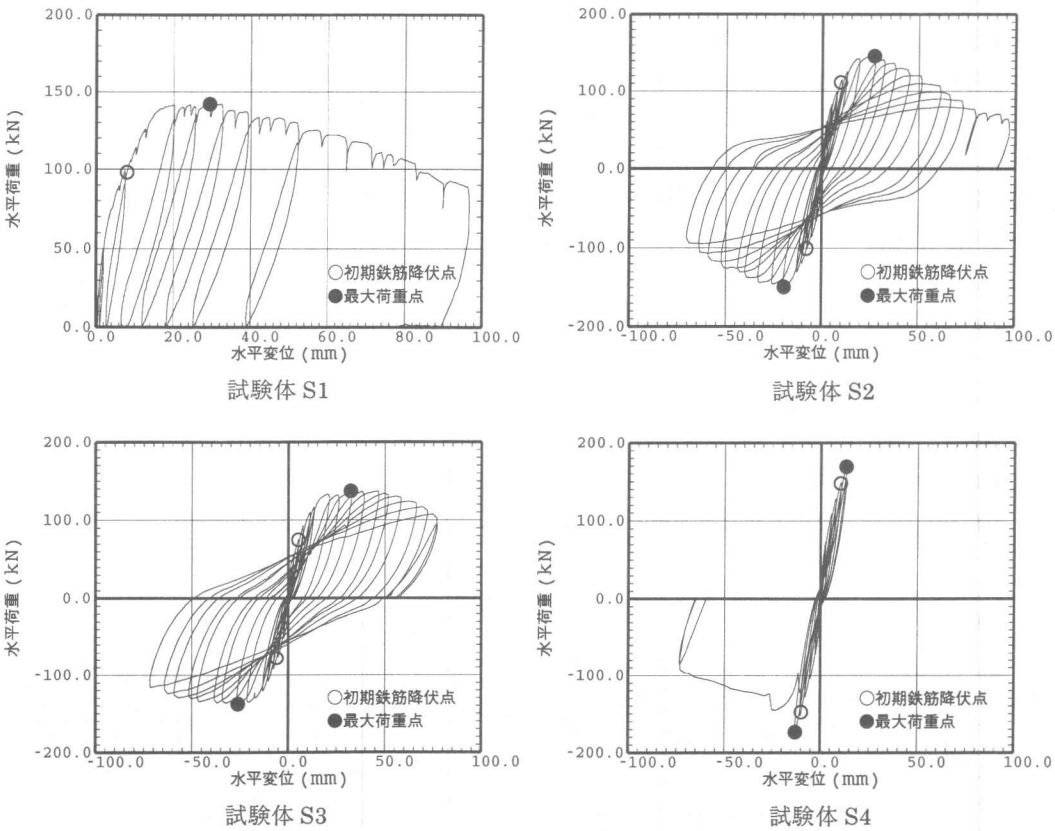
試験体		初期降伏時			最大荷重時			終局時(最大荷重の 80%)			靭性率
		P_H	δ	γ	P_H	δ	γ	P_H	δ	γ	
S1	正側	98	8.0	1/160	142	29.3	1/44	114	68.5	1/19	8.6
S2	正側	112	9.5	1/135	146	27.0	1/47	117	51.5	1/25	5.4
	負側	-100	-7.9	-1/162	-149	-19.5	-1/66	-119	-55.0	-1/23	7.0
S3	正側	76	5.2	1/246	137	32.2	1/40	110	71.8	1/18	13.8
	負側	-77	-6.0	-1/213	-138	-26.1	-1/49	-110	-75.5	-1/17	12.6
S4	正側	148	10.1	1/127	167	13.0	1/98	—	—	—	—
	負側	-148	-9.9	-1/129	-174	-13.0	-1/98	-139	-31.0	1/41	3.1

注）P_H：水平荷重(kN)　δ：水平変位(mm)　γ：層間変形角　靭性率：終局時δ／初期降伏時δ

特に隔壁や頂底版の端部においてかぶりコンクリートの剥落や主鉄筋の座屈が生じている。また，頂版の左側では曲げせん断ひび割れが斜めに貫通してせん断ずれが生じた。

試験体 S3 は，上載荷重として側壁上端部に 25kN（側壁の軸圧縮応力度 0.32N/mm^2），隔壁上端部に 49kN（隔壁の軸圧縮応力度 0.88N/mm^2）を載荷した後，正負交番載荷を行ったものである。本試験体は，正側の水平変位が 32.2 mm（γ=1/40），負側では水平変位が -26.1mm（γ=-1/49）で最大荷重点に達し，この時点でほぼ全てのハンチ始点付近の鉄筋が降伏した。最大荷重点以降は隔壁や頂底版の端部においてかぶりコンクリートの剥落や主鉄筋の座屈が生じた。また，右側壁の上側では曲げせん断ひび割れが斜めに貫通してせん断ずれが生じた。

試験体 S4 は，試験体 S2 と同様の上載荷重を載荷して水平荷重を正負交番載荷したものである。本試験体は，正側の水平変位が 13.0 mm（γ=1/98）で隔壁上部に斜めひび割れが発生し，正側の最大荷重点となった。一方，負側では水平変位-13.0mm（γ=-1/98）の 1 サイクル目で正側載荷により発生した斜めひび割れと交差する斜めひび割れが発生し，負側の最大荷重点となった。また，この載荷ステップの 2 サイクル目で斜めひび割れが部材軸方向に沿って大きく開いて急激な荷重低下を起こした。これ以降は負方向の一方向載荷に切り替えたが，荷重低下の度合いは小さく延性的な変形挙動を示した。鉄筋の降伏は，隔壁に斜めひび割れが発生する以前に頂版，底版および側壁で生じているが，隔壁は実験終了時まで降伏していない。なお，斜めひび割れが発生した時点における隔壁のせん断力（鉄筋ひずみを用いて平面保持を仮定して求めた曲げモーメントの変化率）は 75kN



図－6　水平荷重－水平変位関係

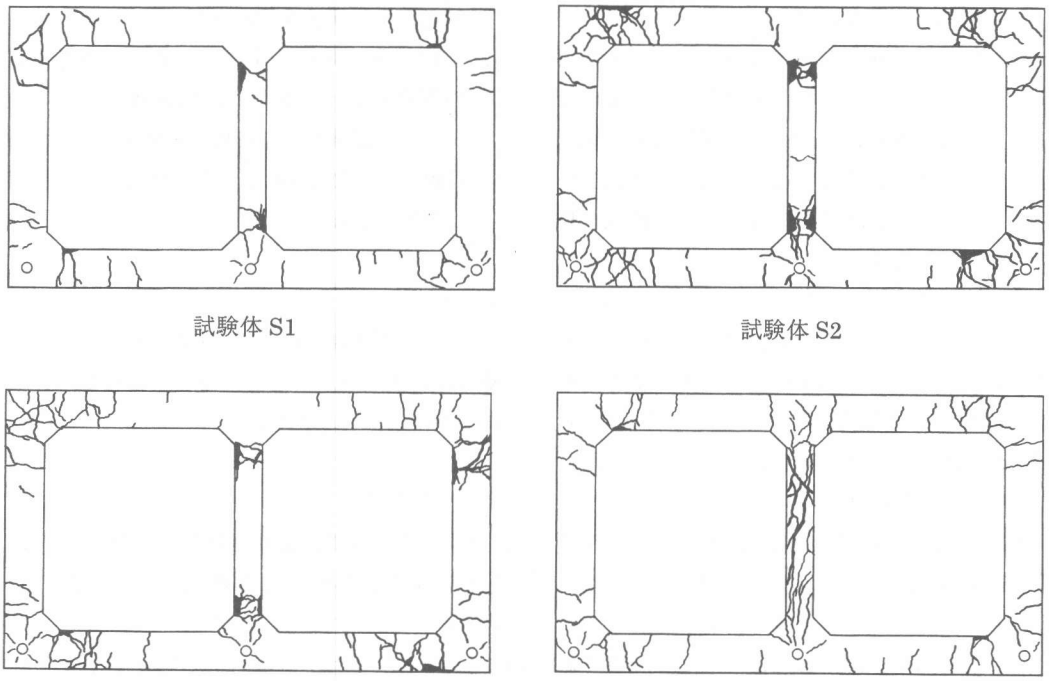
であり，既往のせん断耐力評価式[2)]から求めたせん断耐力とほぼ一致した。

試験体 S4 を除くいずれの試験体も最大荷重時の水平変位は 30mm（γ=1/40）程度であり，断面の曲げ耐力が最も小さい隔壁のかぶりコンクリートが剥離し始める変位レベルにほぼ一致する。この変形レベル以下では，正負交番載荷を受けても荷重低下を生じることはない。水平変位が 50mm（γ=1/25）に達すると，かぶりコンクリートの剥落といった損傷が生じるが，最大荷重の 80%以上の荷重を保持している。さらに，実験終了段階の変位レベルに至っても試験体が崩壊することはなく，上載荷重の支持機能は維持されていた。一方，ひび割れは隅角部およびハンチ始点から部材厚の約 1.5 倍の範囲に集中する傾向が見られる。側壁と頂底版の接合部であるＬ型隅角部では，内側引張の曲げモーメントに起因する斜めひび割れが生じるが，隔壁と頂版の接合部であるＴ型隅角部には生じていない。

3.2 荷重載荷方法の影響

試験体 S1 と試験体 S2 を比較すると，両者の最大荷重点までの水平荷重－水平変位関係および鉄筋降伏状況はほぼ同様であるが，正負交番載荷を行った試験体 S2 は最大荷重点以降の荷重低下が著しい。これは，試験体 S2 は最大水平荷重点以降の変位レベルにおいてかぶりコンクリートの剥落範囲の拡大，主筋の座屈および曲げひび割れが断面を貫通して斜めひび割れに進展する等，部材の損傷程度が試験体 S1 より大きいためと推察される。

部材の変形能力を表す尺度の一つに靭性率がある。表－4 に示した靭性率は，各試験体の変形能力を定量的に比較するために，降伏変位を試験体の初期降伏時の水平変位，終局変位を荷重が最大荷重の 80%に低下した時の変位として求めたものである。試験体 S1 の靭性率は 8.6 であり，試験体 S2 の靭性率 6.2（正側と負側の平均）に対して約 1.4 倍となっている。



図－7　実験終了時のひび割れ状況

3.3 上載荷重の影響

試験体 S2 と試験体 S3 を比較すると，上載荷重の小さい試験体 S3 は試験体 S2 より最大荷重は小さいが大きな変形レベルまで荷重低下しない。最大荷重の違いは鉛直部材の初期軸圧縮応力の差，すなわち部材の曲げ耐力の差に起因するものと考えられる。また，最大荷重点以降の荷重低下の違いは，上載荷重の大きい試験体 S2 では隔壁と頂底版に損傷が集中するのに対して，試験体 S3 では試験体全体に損傷が分散する傾向があり，かぶりコンクリートの剥離範囲と程度の差によるものと考えられる。

両者の履歴ループは急激に細くなることはなく安定した履歴性状を示すといえるが，最大荷重点以降において試験体 S2 はやや逆S字型のループに移行しており，損傷の度合いが大きいことが伺える。また，試験体 S3 の靭性率は 13.2（正負平均）であり試験体 S2 の 2.1 倍となるが，終局時における変形の絶対量では 1.4 倍となる。

3.4 破壊モードの影響

試験体 S4 は隔壁にせん断ひび割れが生じて荷重低下したが，その後は延性的な挙動を示した。しかし，試験体 S4 の水平荷重－水平変位関係は試験体 S2 と比較して急激な荷重低下を起こすことから，隔壁のせん断破壊が構造全体の変形挙動に及ぼす影響は大きいといえる。

試験体 S4 の荷重低下の主な原因は，隔壁のせん断ひび割れに伴い隔壁が分担していた水平荷重の低下によるものと推定される。また，その後延性的な挙動を示したのは，隔壁の主筋（D19×12 本）と頂版が鉛直荷重を負担したためと考えられる。

一方，地盤の地震時最大せん断ひずみは液状化などの不安定現象が生じない限り 10^{-2}（γ=1/100）以下であることが多いが，試験体 S4 は隔壁がせん断破壊する前に他の部材が曲げ降伏しており、層間変形角 γ が約 1/100 に達するまでは安定した挙動を示した。すなわち，試験体 S4 のようにせん断破壊を生じる部材が混在する構造であっても地盤変形に追従できる可能性がある。変形性能の評価にあたっては，靭性率だけでなく，層間変形角などを指標とした変形量を併せて考慮することが適切と考える。

4. まとめ

実構造物の約 1/3.5 の試験体を用いた 4 ケースの水平載荷実験を行い，ボックスカルバートの水平荷重に対する変形および破壊性状を調べた。本実験の範囲で得られた知見をまとめると以下のとおりである。

① 曲げ破壊型の試験体は，層間変形角が 1/25 に達しても最大水平荷重の 80%以上の水平荷重を保持できる。

② ひび割れおよび鉄筋降伏は隅角部付近に集中し，その損傷度合いが構造全体としての変形性能に寄与する。

③ 正負交番載荷と一方向繰返し載荷の違いは，最大荷重点までの範囲であれば影響は小さい。最大荷重点以降の荷重低下および損傷程度は正負交番載荷の方が大きい。

④ 上載荷重の大小の違いは，最大荷重点以降の荷重低下に影響し，上載荷重が大きいと荷重低下が著しく変形性能を低下させる。

⑤ 隔壁のせん断破壊は急激な荷重低下を生じる要因となる。

謝　辞

本研究の実施にあたり，東京大学前川宏一教授には貴重なコメントをいただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

1) 出雲，申，前川，岡村：鉄筋コンクリートの非線形地震応答解析法の開発，土木学会誌，1996.4

2) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル，1992.9