

論文 ボックスカルバートの水平載荷試験とその解析

宮川義範^{*1}・松尾豊史^{*1}・末広俊夫^{*1}・松本恭明^{*2}

要旨: 振動実験によって変形角 1/27 の変形を受けた後の鉄筋コンクリート製ボックスカルバートに対する大変形水平載荷試験を実施し、変形性能上の余裕があることを確認した。同実験は上載荷重をパラメータとして 2 体実施したが、今回のレンジでは有意な差は現れなかった。有限要素解析によって鉄筋破断直前までの挙動をシミュレートできることを確認した。計算過程で段階的に引張鉄筋量を低減することにより、曲げ変形解析上でポストピークの緩やかな耐力低下現象をシミュレートできる可能性を示した。

キーワード: 地中構造物, ボックスカルバート, 変形性能, 大変形, 塑性ヒンジ

1. はじめに

本論文は、鉄筋コンクリート製地中構造物(以下 RC 地中構造物)の変形性能およびその応答特性を捕える研究の一貫として実施した実験、およびそのシミュレーションに関する報告である。ここに述べる実験に先立って、応答特性の把握を目的として、せん断土層を用いて地中を模擬した振動実験を行っており、これについては別途報告の予定である。本文に記す実験は、上記の振動実験において、隅角部に塑性ヒンジを形成するレベルの変形を受けた試験体を気中において静的に載荷し、その変形性能を把握したものである。部材単体でなく比較的大規模なラーメン構造物である点、大変形を課し、ポストピークの現象まで追跡している点が本実験の特徴である。本研究の目的は、①大地震を受けた後

も耐荷性能を保持していることの確認②有限要素解析による実験シミュレーションの精度の把握③大変形域における現象に対する考察とそれを解析に反映する手法の提示、の三点である。

2. 実験

2.1 試験体

試験体は、**図-1**に示す高さ 1.75m、幅 3m 奥行 0.97m の 2 連ボックスカルバート 2 体である。発電所施設の海水管ダクトなどに使用される構造物を想定している。上下の面部材をそれぞれ頂版・底版、両サイドの地盤に接触する壁体を側壁、中央の壁体を隔壁と称する。振動実験において塑性ヒンジを形成させるために、実際のプロポーションと比べると頂版や側壁・隔壁の厚さを小さく設定した。2 体の試験体は構造的、

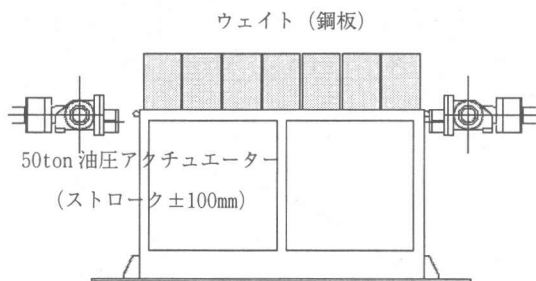
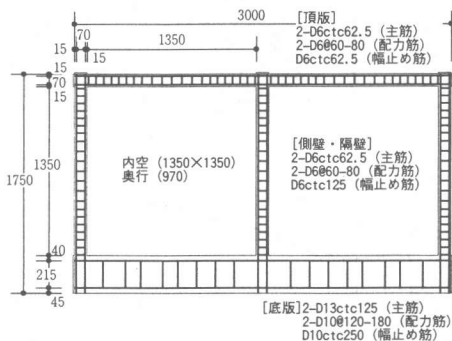


図-1 試験体および載荷装置の概要

*1 (財)電力中央研究所 構造部 (正会員)

*2 関西電力(株) 土木建築室

また材料的に全く同じ条件である。

コンクリート圧縮強度は35MPa、配合は表-1に示す通りである。最大骨材径は10mmとし、混和剤として高性能AE減水材SP-8RT1を使用した。養生は、養生マットによる散水養生とした。材齢28日における応力ひずみ関係を図-2に示す。軸ひずみ約2500 μ で最大強度を発現している。

鉄筋は、降伏強度250MPaのD6筋を使用した。その諸特性値および応力ひずみ関係は表-2、図-2に示す通りである。3枚の壁体および頂版の主筋は、62.5mm間隔で奥行方向に16本並べたものを2層配置する複鉄筋配置とした。圧縮・引張鉄筋比がともに0.51%となる。コンクリートのかぶり小さいため、主筋のはらみ出しに対する配慮として十分な量の拘束筋を配置した。また、奥行方向の力の均整化を図る配力筋を設けた。板厚が薄く、鉄筋の折り曲げ定着は困難であるため、隅角部では鋼製プレートに溶接して鉄筋を定着させた。

なお、試験体は振動実験によって、頂版変位にして約5cm、頂底板間変形角にして約1/27の塑性変形を予め経験していた。

2.2 境界条件

地中構造物としての変形性能の把握を目的としているため、頂版上に上載土を想定した鋼板を配置した。鋼板の数量によって上載荷重を調

節し、試験体Aは6.8ton(上載砂層1.5m相当)、試験体Bは13.6ton(同3.0m相当)とした。この値は振動実験において、実際に試験体上を覆っていた砂層の厚さに基づいて設定した。鋼板と試験体の間にゴムシートを配置し、頂版に作用する荷重の均等化を図った。

試験体の底版は実験室床面にPC鋼棒を用いて緊結し、完全に固定した。

2.3 載荷方法及と載荷履歴

頂部の一点から、試験体に強制水平変位を与えた。アクチュエータは交番載荷のために試験体の両側に1基ずつ設置した。載荷履歴は、振動実験のデータに基づいて、塑性ヒンジ領域の鉄筋降伏時の水平変位 δ_y を定め(5mm,変形角1/270), $\pm\delta_y, \pm2\delta_y, \pm4\delta_y, \pm6\delta_y, \pm8\delta_y, \pm10\delta_y, \pm15\delta_y$ でそれぞれ載荷方向を反転させる正負交番載荷とした。ただし $\pm10\delta_y$ の過程は3回繰り返した。次の過程では $+30\delta_y, +50\delta_y$ まで変形させて除荷する載荷を行い、最終的に最大で試験体Aは $+60\delta_y$ 、試験体Bは $+70\delta_y$ まで変形を与えた。

2.4 計測項目

水平変位を側壁の外側で高さ方向に4点、頂版の鉛直変位を水平方向に5点計測した。鉄筋ひずみについては振動実験時に振り切れたものが多く、本実験では有益な情報は得られなかった。壁体の塑性ヒンジ領域には曲げひび割れを

表-1 コンクリートの配合

水セメント比	細骨材率	単位量(kg/m ³)				スランブ(cm)
		水	セメント	細骨材	粗骨材	
60	50	180	300	892	891	18

表-2 鉄筋の引張試験結果

鉄筋種	D6
公称断面積 (mm ²)	28.27
伸び (%)	15.54
降伏応力 (MPa)	257.61
降伏ひずみ	1451.00
引張強さ (MPa)	458.44

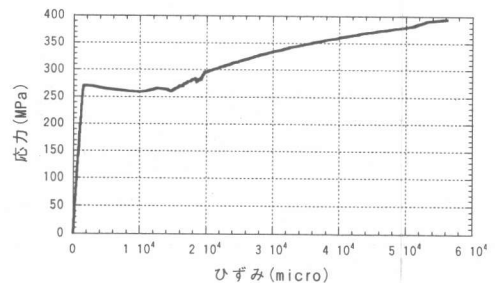
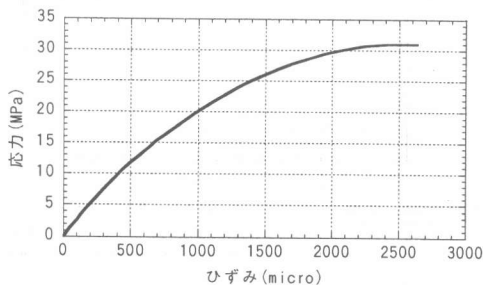


図-2 コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係

跨いで2個1組の π 型変位計を貼付し、ひび割れの開きおよび回転を計測した。同領域のコンクリートのひずみをひずみゲージによって計測した(図-3)。

2.5 実験結果

(1) 破壊過程

構造全体の巨視的変形モードとしては、2体ともに頂版の変形・変位・回転をほとんど伴うことなく平行四辺形状に変形した。図-4におおまかな変形状態を図示する。変形が $30\delta_y$ (変形角 $1/9$) に至ると、側壁・隔壁の塑性ヒンジ領域の引張鉄筋が破断しはじめ、最終的に、隔壁上下端を中心に約半数の引張鉄筋が破断した。かぶりコンクリートの剥落は、引張鉄筋の破断とほぼ期を同じくして生じはじめた。隔壁下部は圧縮鉄筋が完全に露出したが、その他のヒンジ領域の剥落は比較的軽微であった。その後、振動実験で与えられた変形の約6~7倍の変形を与えても試験体は崩壊に至らなかった。したがって、十分な耐荷性能を有していると判断できる。

(2) 荷重-変形関係

水平荷重と頂底板間変形角の関係を図-5に示す。頂底板間変形角は、頂部水平変位量を内空高さで除した値である。この図から以下の事項を読み取ることができる。

- ・ $\pm 15\delta_y$ (変形角 $1/18$) に至るまでの正負交番繰返しを課している間の曲線は、曲げ卓越型の構造に特徴的な紡錘形状を描いている。
- ・ 変形が $30\delta_y$ (変形角 $1/9$) に至ると徐々に耐力が低下した。先述のとおり、この変形角は鉄筋の破断がはじまった時点に対応する。
- ・ 荷重-変形角関係に関する限り、上載荷重の影響はほとんど認められない。
- ・ 最大耐力到達以降の耐力低下過程は緩やかである。
- ・ 変形 $\pm 10\delta_y$ (変形角 $1/27$) における3回の同変形繰返し載荷による耐力の低下はほとんど認められない。

(3) 試験体の伸び

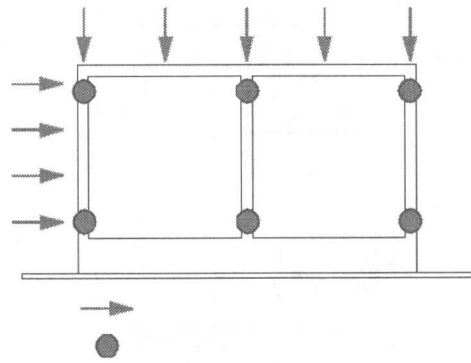


図-3 主要な計測点

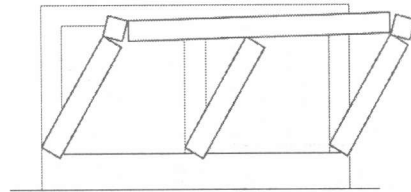


図-4 変形模式図

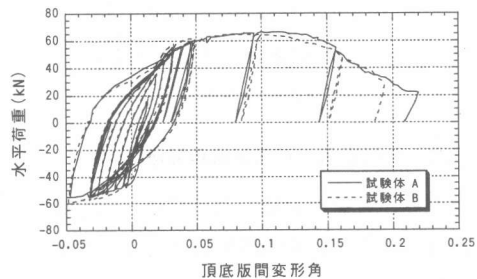


図-5 荷重-変形角関係 (実験)

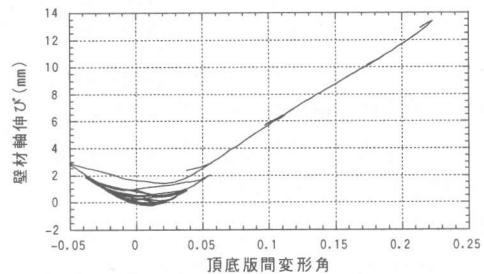


図-6 変形角-壁材軸伸び関係

水平・鉛直両方向の変位データに基づいて上下端のひび割れを含めた壁材軸の伸びを算出し、頂底板間変形角との関係として図-6に示した。

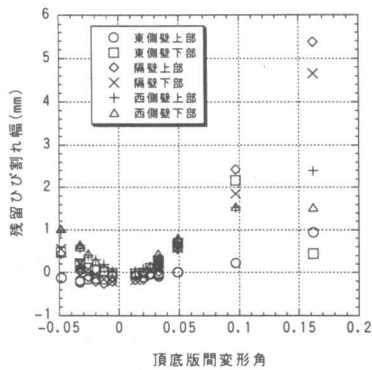


図-7 変形角-残留ひび割れ幅関係

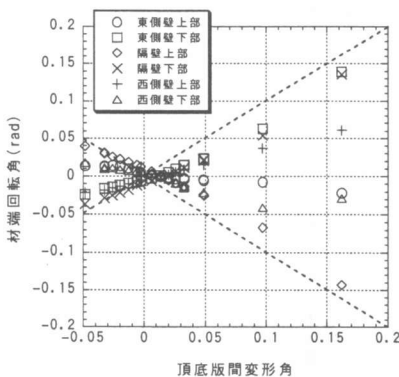


図-8 変形角-材端回転角関係

この図から、大変形領域においては、水平変形と材軸伸びがほぼ比例関係にあることが明らかになった。

(4) 残留ひび割れ幅

繰返しの各載荷過程における零荷重状態に対応する1組の π 型変位計のデータを平均して残留ひび割れ幅とみなし、各載荷過程の最大変形との関係を図-7に示した(試験体A)。図は側壁・隔壁それぞれの上下端の計6箇所についてプロットした。ひび割れ幅のばらつきは大きい、大きな変形を与えるにつれて残留ひび割れ幅が大きくなる様子が分かる。つまり、大変形を与えるほど隅角部の曲げひび割れ近傍の鉄筋の付着破壊が進行し、鉄筋の抜き出し量が増大していると推測される。

(5) ひび割れ位置の回転角

図-8は、同じく1組の π 型変位計から求

めた回転角を、各載荷過程で経験した最大の頂底版間変形角に対してプロットしたものである。特に隔壁については、回転角と変形角がほぼ等しく、変形の大部分がひび割れ位置の回転によって形成されていることを裏付けている。

3. 実験結果のシミュレーション

3.1 有限要素解析

(1) モデル化

有限要素解析は、WCOMDを用いて行った。材料構成則には、岡村・前川らの弾塑性モデル、李らのひび割れ面せん断伝達モデルなどから成る鉄筋コンクリート平板要素モデルが用いられている²⁾。図-9に示すように板厚方向の要素分割数は1層とした。接合部要素と壁体・頂版・底版との間には、鉄筋の抜き出しを考慮するためにジョイント要素を付加した。実験結果を根拠として、上載荷重の影響は小さいことを前提に設け、これを与えなかった。隔壁の上に位置する頂版の要素は応力集中を回避するため弾性要素とし、この要素

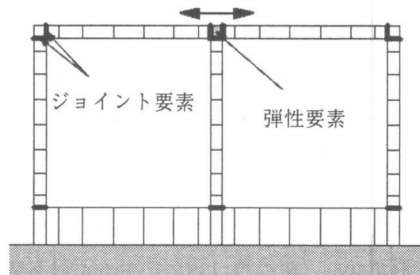


図-9 要素分割

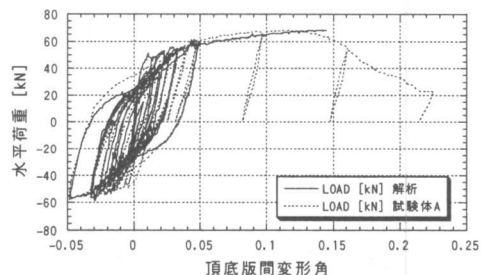


図-10 荷重-変形角関係 (FEMと実験)

の節点に正負交番の強制変位を与える形で解析を行った。解析はいずれかの要素の鉄筋ひずみ値が10%に達した時点で終了させた。

(2) 解析結果

水平荷重-頂底版間変形角関係を図-10に示す。変形角 $\pm 15\delta_y$ (変形角 1/18) までの紡錘形状、それ以降の包落線ともに良い一致が得られている。また、解析終了段階における変形量は、実験において塑性ヒンジ領域の引張鉄筋が破断し始めた変形量とほぼ対応している。

3.2 曲げ変形解析による大変形領域の検討

(1) 計算手順と手法の妥当性

断面計算によって得られる曲げモーメント-曲率関係に基づき、剛床仮定と曲率分布の仮定から水平荷重-頂底版間変形角を得る曲げ変形解析を行った(図-11)。断面計算に用いた材料物性は以下の通りである。コンクリートは図-2に示した材料物性から、最大強度発現に至るまでを二次曲線で近似し、それ以上ひずみを生じて最大強度を保つと仮定した。壁体内の二層の鉄筋層は幅止め筋で結合されており、その間のコンクリートには拘束効果が期待されること、今回の実験ではかぶりコンクリートの剥落が軽微であったことから、ひずみの限界値は設定しなかった。鉄筋の構成則は原点-降伏点-15%ひずみ点

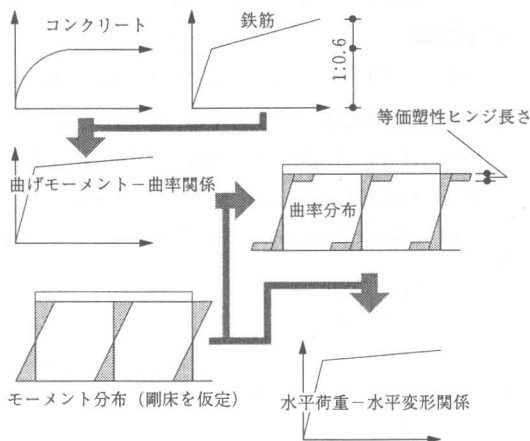


図-11 簡易変形解析概念図

を結ぶバイリニア型とした。15%ひずみ点の応力は、図-2から400MPaとした。

曲率分布の設定には、等価塑性ヒンジ長さの考え方をを用いた。すなわち、曲率の塑性分が塑性ヒンジ領域内部で一定であると仮定した。等価塑性ヒンジ長さの評価は次式(1)に依った³⁾。

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad (1)$$

l_p : 塑性ヒンジ長さ

l : 部材長さ

d_b : 鉄筋径

f_y : 鉄筋降伏強度(MPa)

(1)式は、鉄筋径に比例させることで鉄筋拔出しによる塑性ヒンジ長さの増大を評価できるようになっている。本対象構造物の場合、約10cmと算定され、壁厚にはほぼ等しくなる。解析は、引張鉄筋のひずみが10%に達した時点で終了させた。

図-10と図-12の比較から、本簡易解析は、包落線について有限要素解析とほぼ同じ結果を得られていることが分かる。図-12には二次曲線でコンクリートの軟化を考慮した場合の結果も示しているが、この場合も圧縮鉄筋が力を負担するため、靱性が失われることは無かった。ただし、軟化を無視した方が実験結果との適合性が良好であることから、これを無視して検討を進める。また、断面に作用する軸力という形で上載荷重を考慮しても結果はほとんど同じであった。

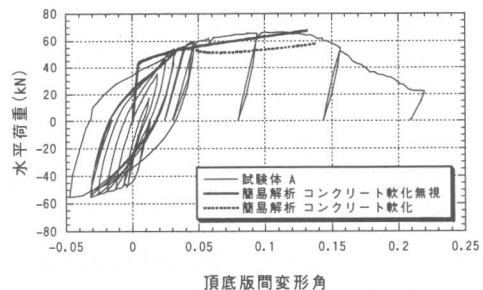


図-12 荷重-変形角関係 (簡易解析と実験)

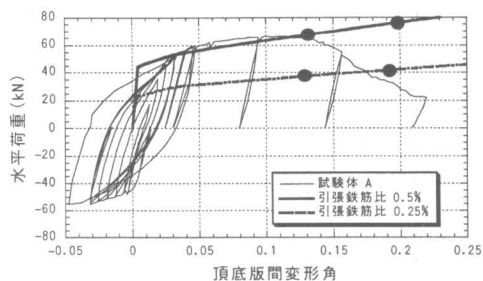


図-13 荷重-変形角関係 (大変形領域の検討)

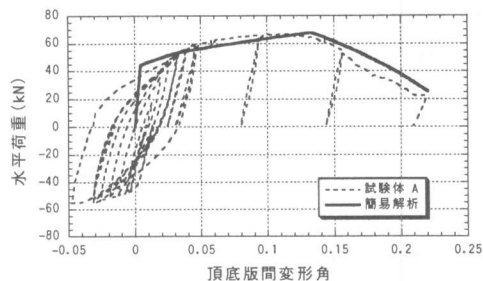


図-14 荷重-変形角関係 (鉄筋破断考慮)

(2) 鉄筋破断以降の挙動の検討

実験において最大耐力以降、半数の鉄筋が破断したことを踏まえ、引張鉄筋量を1/2として計算した結果を図13に点線で示す。2つのマーカーは引張鉄筋のひずみがそれぞれ10%、15%である時点に対応している。ここで着目すべきは、全鉄筋が健全であると仮定した場合の計算結果(太実線)と実験結果(細実線)との交点がほぼ鉄筋ひずみ10%に、半数の鉄筋が健全であると仮定した計算結果(点線)との交点が鉄筋ひずみ15%、すなわち材料試験結果より得られた鉄筋破断ひずみに対応していることである。奥行方向にある程度のスケールを有する構造物の場合、同方向のひずみや応力の分布が一樣でないという推測が可能である。そこで、断面計算を行う時に、引張鉄筋ひずみ15%の近傍で段階的に引張鉄筋比を減少させるという形でその不均一性を表現できると考えた。簡単のため、材端における鉄筋の残存率をひずみ10%に対して100%、ひずみ20%に対して0%とし、中間を線形で補った。結果、図14に示す通り載荷の最終段階に至るまで良好な包絡線の一致を見ることができた。

4. 結論

(1) RCボックスカルバートは、振動実験で変形角1/27の変形を強いられた後も十分な耐荷性能を有していた。

- (2) 本実験レベルの上載荷重はRCボックスカルバートの荷重-変形関係に大きな影響を及ぼさなかった。
- (3) 上載荷重を無視して実施した二次元有限要素解析および簡易曲げ変形解析は、鉄筋破断に至るまでの荷重-変形関係を適切に評価した。
- (4) 奥行のある構造物であるため鉄筋の破断は一斉に生じず、最大耐力以降の耐力の低下も緩やかであった。計算過程で段階的に引張鉄筋量を低減することにより、曲げ変形解析上でこの現象を追跡できた。

謝辞

本研究は電力9社と日本原子力発電(株)による電力共通研究の一部として実施した。本研究の関係各位に謝意を表する次第である。

参考文献

- 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991
- Paulay, T., Priestly, M.J.N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc., 1992