

4.被害の要因分析

4.1 検討の流れ

大開駅の被害要因については被害形態から中柱のせん断破壊による上床版の保持機構の損失によるものであるとの指摘¹⁾もあるが、一般にコンクリート構造物の破壊モードを破壊状況から判断することは困難であるといわれている。ここでは大開駅の被害状況を踏まえた被害要因の分析を図4.1-1に示す流れに基づいて実施する。

まず、構造物の強度、周辺地盤の構造・定数等、及び地盤の震動特性を把握するために実施した常時微動観測の分析結果について示す。さらに、この地震で観測された地震記録のうち比較的硬質な地盤で観測された記録の特性について示す。次に、兵庫県南部地震における構造物の応答を動的解析により推定する。その際、地盤と構造部材の両方に関する材料の非線形特性を考慮した動的解析を行うことは、計算機の容量や演算速度の面からかなり困難であることから、地盤材料の非線形性は考慮し、構造物は弾性体として取り扱う。その際、部材剛性を弾性時の5割(S2地震相当)に低減することによりひび割れや降伏等に伴う部材の剛性低下を等価線形的に考慮する手法²⁾により、構造物部材剛性のモデル化を行う。その手法では、ひび割れや降伏などによる降伏ヒンジの形成にともなう応力の再分配や材料の非線形挙動を評価出来ないため、発生断面力を大きく評価することになると考えられる。そこで、動的解析により得られた断面力と部材耐力の比較は定性的傾向の把握のために行う

最後に、構造部材に発生する断面力およびそれに応じた部材損傷は、動的解析により推定された構造物の応答より構造物部材のうち中柱に最も危険な荷重状態を抽出し、それを部材の曲げモーメントと変形関係の非線形性を考慮した構造物系に静的に作用させることにより得られた断面力と部材耐力の比較により行う。

大開駅の被害要因推定は、このように動的解析に静的弾塑性解析を加えた2段階解析により行う。その際、被害の最も大きかったAゾーンにおいて、道路の陥没が大きな位置の横断面を被害要因推定の検討断面とする。Aゾーンにおける各部材の被害は表4.1-1に示すとおりであり、その各損傷モード、その損傷に至る過程の推定を行う。

表4.1-1 Aゾーンにおける部材毎の被害

部材		被害
中柱		完全な崩壊
側壁	上部ハンチ下	内側：コンクリートの剥離，内部主鉄筋の座屈 外側：最大150mmのひび割れ，外部主鉄筋の降伏
	下部ハンチ上	被害が認められない
上床版		中央から1.75～2.0mの位置で折れ曲がり15～20cm程度の亀裂
下床版		被害が認められない

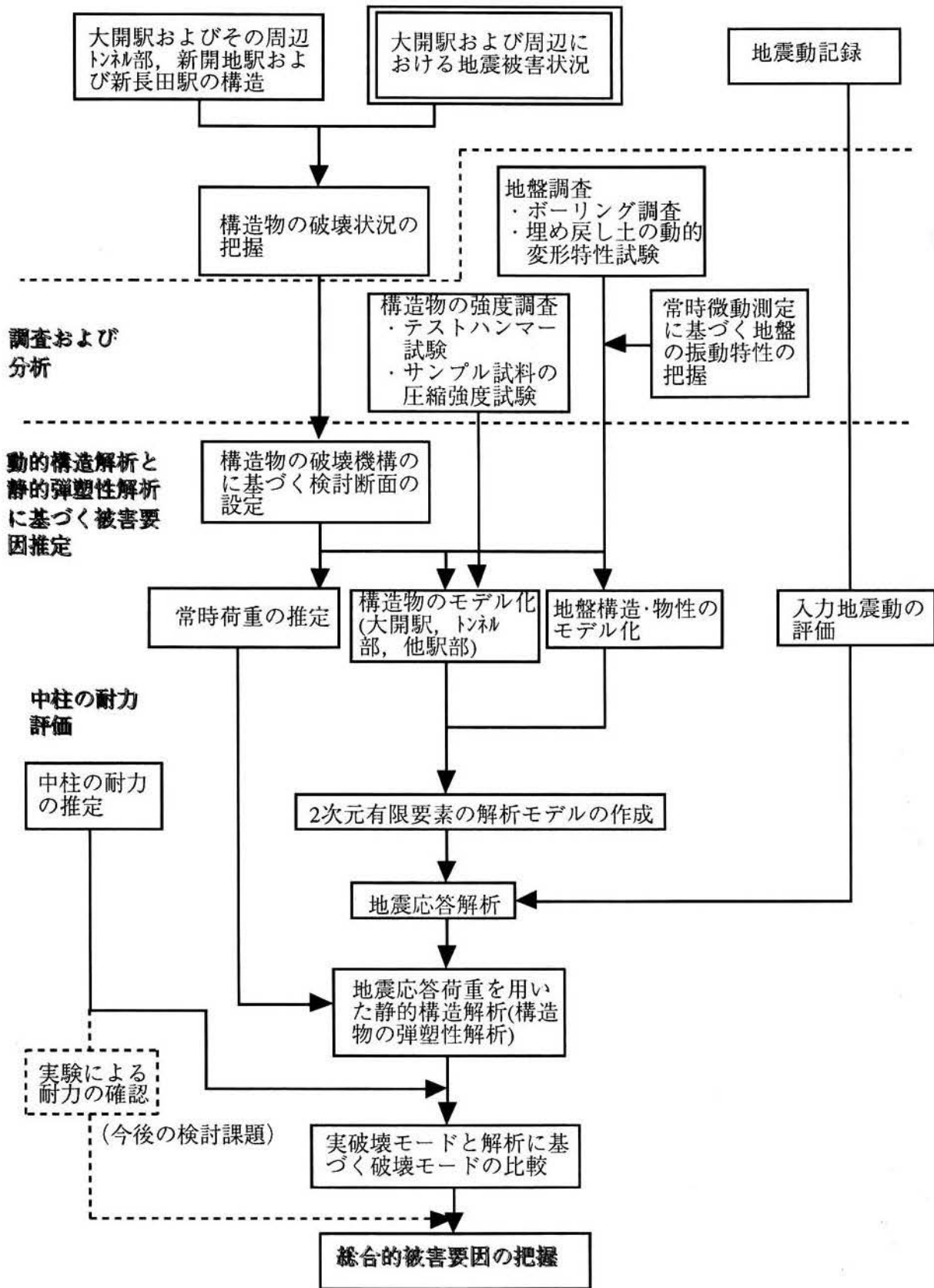


図4.1-1 検討フロー

4.2 構造部材の強度、周辺地盤構造及び土質

4.2.1 構造部材の強度

各部材のコンクリートと鉄筋の強度特性を表4.2-1に示す。また、表中には設計基準強度もあわせて示している。表中の実強度は中柱と側壁を対象として実施したテストハンマー試験より得られた圧縮強度の平均値である。ここで、テストハンマー試験による圧縮強度の評価には経年劣化を考慮するための影響係数は考慮していない。中柱より採取した8試験体(φ150、採取位置は添付資料2参照)の圧縮強度の平均は405kg/cm²とテストハンマー試験より大きな値となっているが、テストハンマー試験の1σの範囲内であることから、テストハンマー試験の結果をここでは用いる。これらの強度特性に基づいて算出した側壁と中柱の終局曲げモーメントMuと軸力Nの関係を図4.2-1に示す。ここで終局曲げモーメントは梅村ら¹²⁾が提案するe関数法により算出した。その際、コンクリートの最大圧縮点ひずみは0.2%、終局ひずみは0.35%、鉄筋の降伏応力度は規格値と実効値の差異を考慮し3120kg/cm²(=2400×1.3)とした。また、中柱を解体する際に取り出した鉄筋の引っ張り試験の結果を本章末の参考資料に示す。

表4.2-1 各材料の設計基準強度

材料	部材	設計基準強度 (kg/cm ²)	実強度 (標準偏差) (kg/cm ²)
コンクリート	上床版 下床版 側壁	210	380 (27)
	中柱	240	
鉄筋	全部材	3120(降伏強度)	

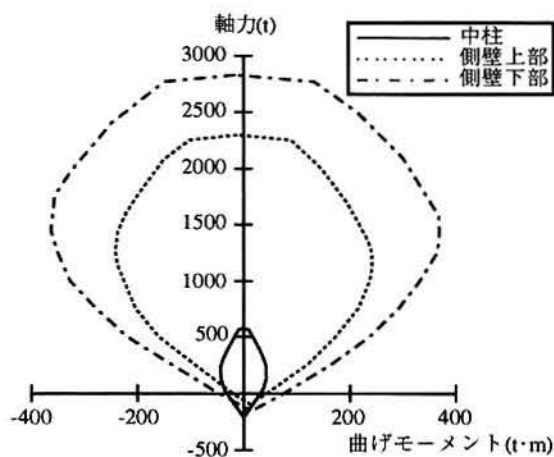


図4.2-1 部材毎の終局曲げモーメントと軸力の関係

4.2.2 地盤構造及び土質

大開駅周辺地盤の土質縦断構造、N値および速度構造は、図4.2-2に示したとおりである。ここで、土質の縦断構造は大開駅の高速長田駅側、新開地駅側の地点および両者の間の3地点で実施した地盤調査結果に(財)JR鉄道総合技術研究所が実施した調査結果(No.D-1)を加えた4地点の情報に基づいて推定した。No.D-1地点では弾性波探査が実施されており、得られたS波およびP波速度構造もあわせて示す。新開地駅付近の旧湊川から新湊川の間、の神戸高速鉄道沿いの地盤は後背低湿地帯であり、図4.2-2に示した様にGL-15~17m以深には、大阪層群からなるN値が50以上、S波速度が280~400m/sの支持層が存在している。

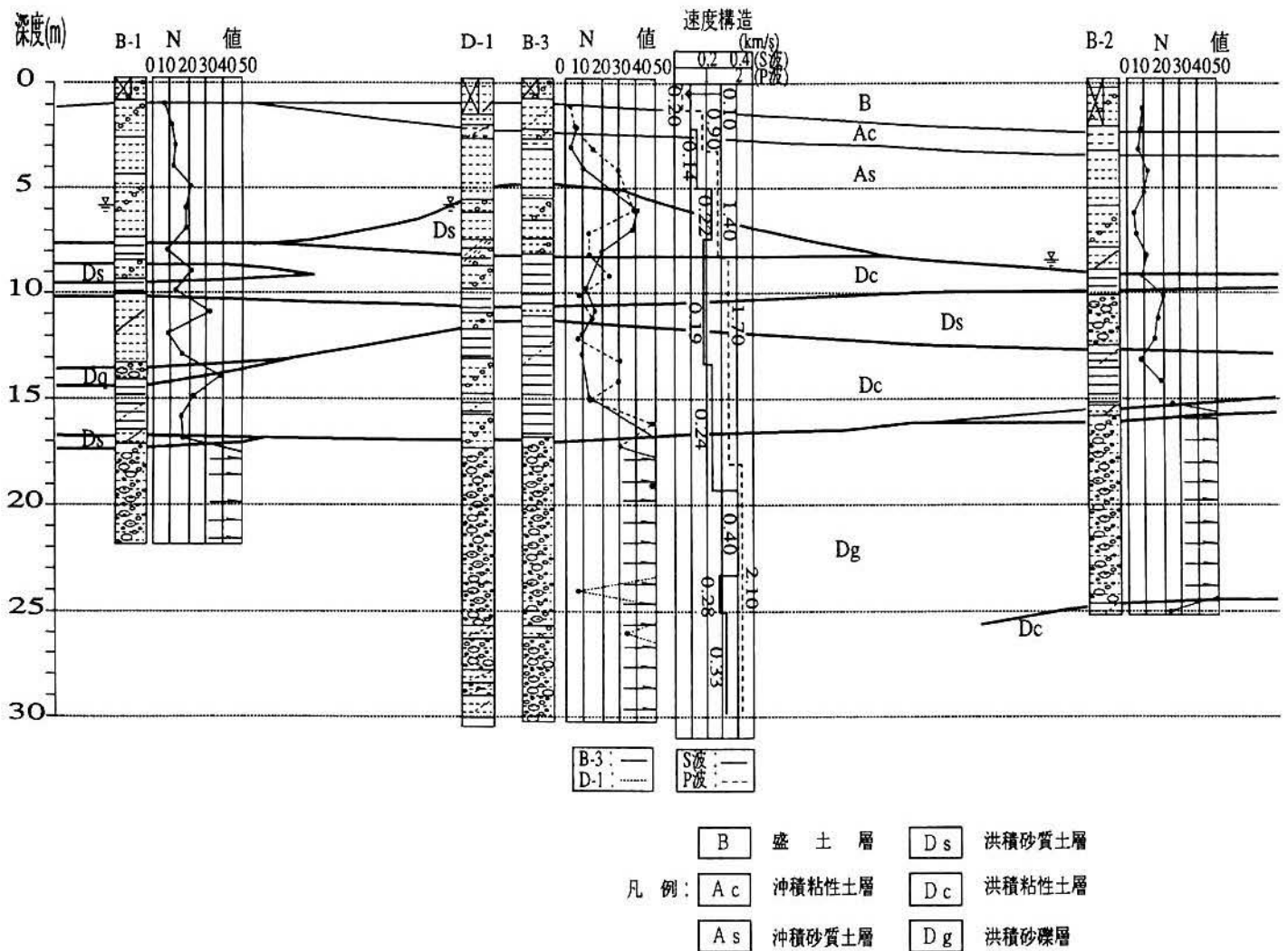


図4.2-2 道路の陥没および土質構造

それより上の層はS波速度が100~240m/s, N値が4~13の砂質土, 粘性土およびN値が18~41の砂礫層の互層構造となっている。大開駅の海側と山側の調査地点であるNo-3, D-1地点の土質はほぼ同様であることから, 南北方向の駅周辺の地層はほぼ成層構造であると考えられる。さらに, GL-5~8mにはS波速度が220m/s, N値が30~41の砂礫層がレンズ状に介在している。大開駅周辺の地下水位は地震後の調査ではGL-6~8mと周辺地盤の地震前の調査結果であるGL-3~4mに比べかなり低い値となっている。

次に, 大開駅構築に用いた埋め戻し土の特性を示す。埋め戻し土材は均等係数16.1, 最大乾燥密度 2.025g/cm^3 のまさ土であり, その粒度分布を図4.2-3に示す。原位置の6点で実施したRI密度試験より得られた乾燥密度の平均値は1.77であり, 地震の震動による締固め

の影響はあると考えられるが締固め度は87%となっている。次に、原位置で埋め戻し材の強度特性を把握するために実施した標準貫入試験(No.4)によるN値および3成分コーン貫入試験より得られた換算N値の深度分布を図4.2-4に示す。N値は5~10とばらついていることが分る。

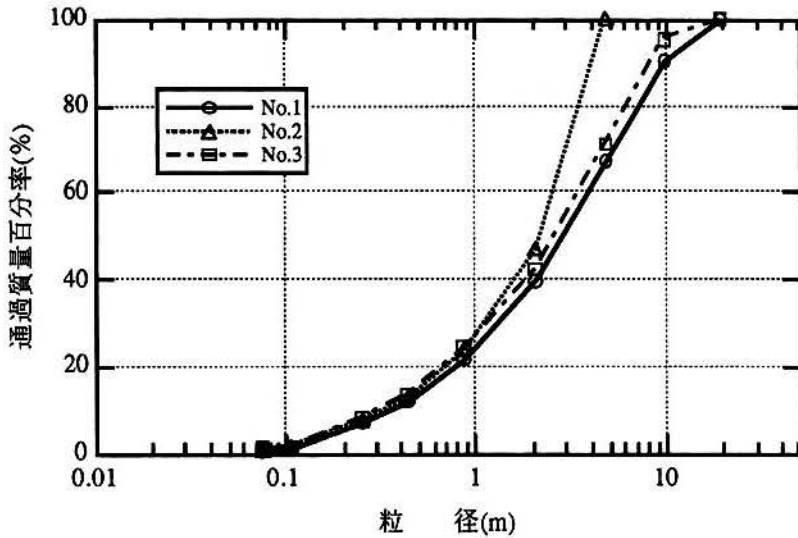


図4.2-3 埋め戻し材の粒度特性

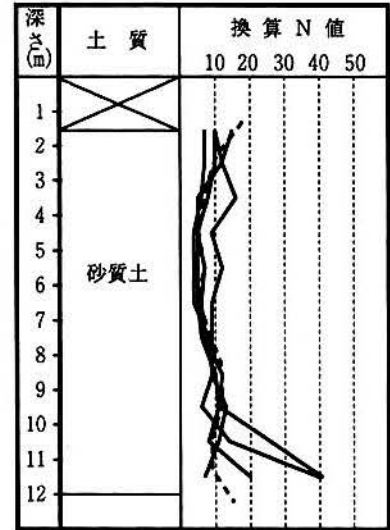


図4.2-4 標準貫入試験および三成分コーンによる埋め戻し地盤の換算N値

次に、原位置で採取した不攪乱試料(ブロックサンプリング)を用いた中空ねじりせん断試験機による動的変形特性試験の結果を図4.2-5に示す。試験条件として、等方圧密下での拘束圧0.5,1.0kgf/cm²、異方圧密下での拘束圧0.5kgf/cm²の3ケース実施した。図より条件に拘らず、せん断剛性低下率(G/Go)とせん断ひずみの関係はほぼ同程度となっている。また、拘束圧に応じた低ひずみベルのせん断剛性は0.5kgf/cm²で3.56×10²kgf/cm²、1.0kgf/cm²で5.85×10²kgf/cm²となっている。

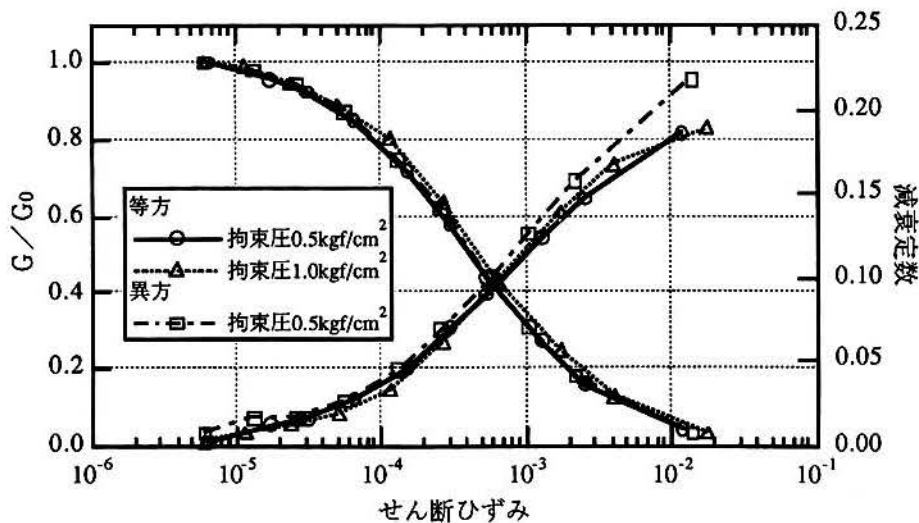


図4.2-5 埋め戻し土の動的変形特性

4.3 地震動の設定

4.3.1 周辺地盤の振動性状

大開駅周辺地盤の振動特性を明かにするため、図4.3-1に示す様に新開地駅から西市民病院にかけて神戸高速鉄道に沿った6点とそれに直交する測線に沿った4点の合計10地点で常時微動観測を行った。各観測地点の地盤の固有振動特性を明かにするため、測定された水平方向と鉛直方向の記録よりスペクトル比(水平/鉛直)求め、図4.3-2に示す。このスペクトル比より得られる卓越周期は表層地盤の1次卓越周期と対応することが良く知られている⁴⁾。図より、各観測地点の卓越周期は0.4~0.6秒であり、地点毎に若干の差異がみられる。

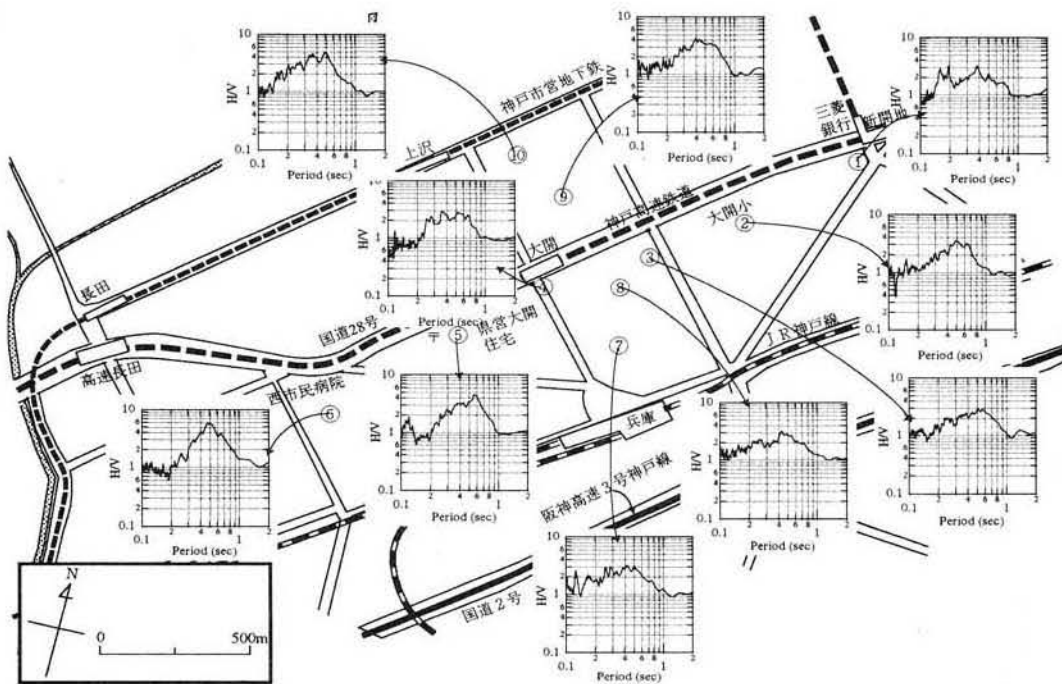
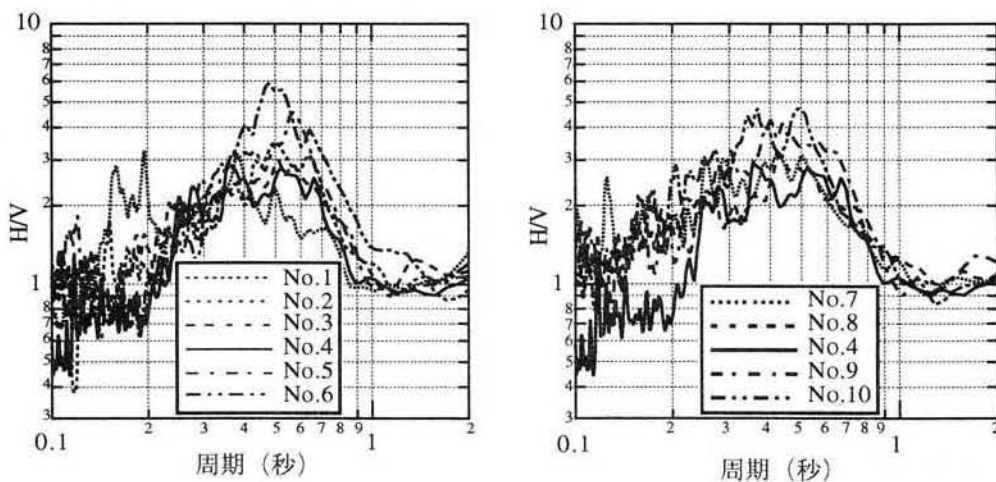


図4.3-1 大開駅周辺における常時微動の水平/鉛直スペクトル比



(a) 神戸高速鉄道に沿った測線 (b) 神戸高速鉄道に直交する測線
 図4.3-2 東西・南北断面での常時微動特性の比較

次に、図4.3-3に示した大開駅周辺のS波速度構造よりS波の増幅特性(地盤の伝達関数)をS波重複反射理論により求め、得られた卓越周期と微動より得られた卓越周期の比較を行う。理論伝達関数の算出に用いた地盤モデルは表4.3-1に示すとおりであり、GL-30m以深の構造についてはGL-50m以深にS波速度500m/s程度の大坂層群が存在すると仮定した。より得られた地盤の弾性波速度構造は表-2に示したとおりである。地盤の理論伝達関数は図4.3-4に示すとおり1次の卓越周期は0.5秒(2.0Hz)となり、常時微動より得られた地盤の卓越周期と良く一致している。このことから、表4.3-2に示した地盤モデルは大開駅周辺の震動特性を把握する上で妥当であると考えられる。

表4.3-1 地盤モデル

層	層厚 (m)	単位体積重量(t/m ³)	S波速度 (m/s)	P波速度 (m/s)	減衰定数
1	2.040	1.50	100	200	0.020
2	3.060	1.60	140	900	0.030
3	3.110	1.80	220	1400	0.025
4	3.235	1.80	190	1700	0.020
5	5.750	1.70	240	1700	0.020
6	22.00	2.00	330	2100	0.020
7	—	2.10	500	2100	0.020

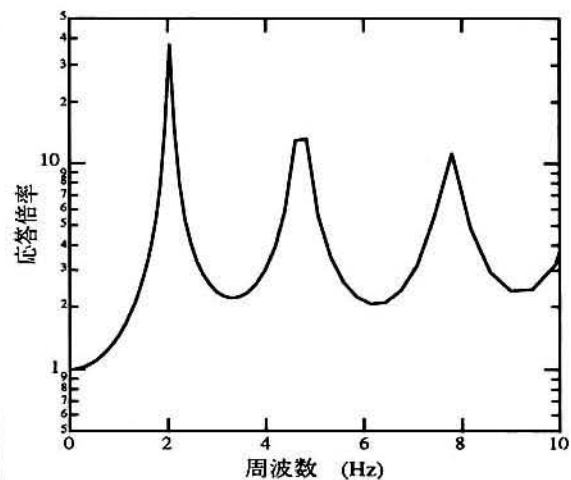


図4.3-3 地盤の伝達関数

4.3.2 地震動特性

神戸市内で観測された兵庫県南部地震の記録のうち大開駅近傍の神戸大学(関西地震観測研究協議会)、神戸海洋気象台(気象庁)およびポートアイランド(神戸市)の3地点で観測された記録の特性を示す。ここで括弧内は観測機関である。ここで神戸大学は大開駅の東北東約10kmの地点に位置した花崗岩上、神戸海洋気象台は北東約3.5kmに位置した台地上、ポートアイランドの地中最深部(GL-83m)は東方約4kmに位置した洪積砂礫層上にある。

まず、3地点で観測された記録の水平面における変位の粒子軌跡の比較を図4.3-4に示す。これより、神戸大学と神戸海洋気象台では顕著な卓越方向が認められるが、ポートアイランドでは神戸大学と同様な北北西方向の卓越に加え西北西方向の卓越も認められる。また、神戸海洋気象台では、ほぼ大開駅直交方向に振動が卓越していることが分る。

次に、3地点で観測された記録の周波数特性の比較を行うため、図4.3-5に各地点で観測された水平2成分の加速度記録より求めたベクトルフーリエスペクトル(ベクトルスペクトル³⁾をフーリエスペクトルの次元で表したものを示す。その検討にはBolt⁶⁾が地震動の継続時間を定義する際に用いた二つの時刻間の記録を用いた。その際、その抽出された記録には時間フィルター(余弦テーパウインドウ)処理を施している。神戸海洋気象台を除いた2地点では、1.0~2.0秒および0.3~0.4秒に卓越がみられる。神戸海洋気象台では、0.7秒お

よび他地点と同様に0.35秒に卓越がみられる。岩盤上の観測点である神戸大学に対する他2地点の地震動増幅特性を明かにするため、神戸大学に対する他2地点のベクトルフーリエスペクトル比を図4.3-6に示す。いずれも、周期0.4秒以下の短周期側にて3倍以上の地震動増幅みられる。神戸海洋気象台では周期0.7秒にも増幅が認められる。周期0.4秒以下の増幅は、神戸大学と他観測点における地盤のせん断波速度の差異に起因した増幅の影響であると考えられる。

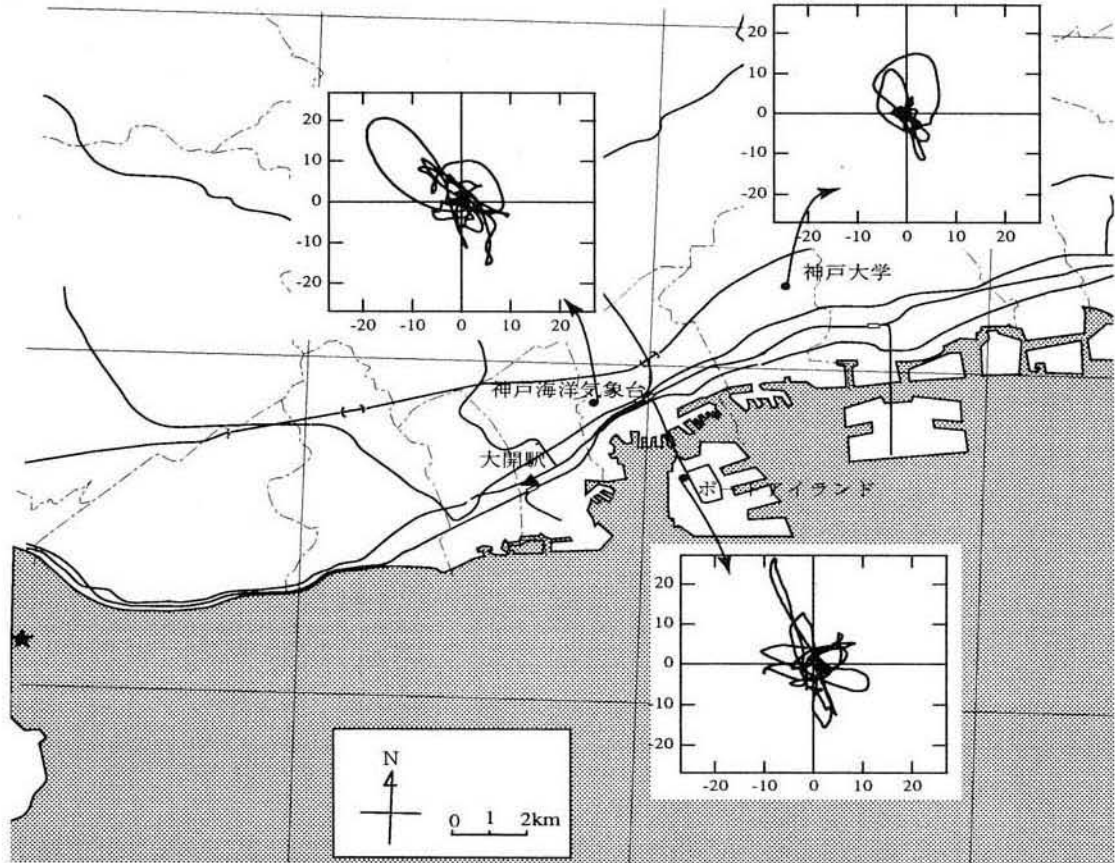


図4.3-4 変位軌跡

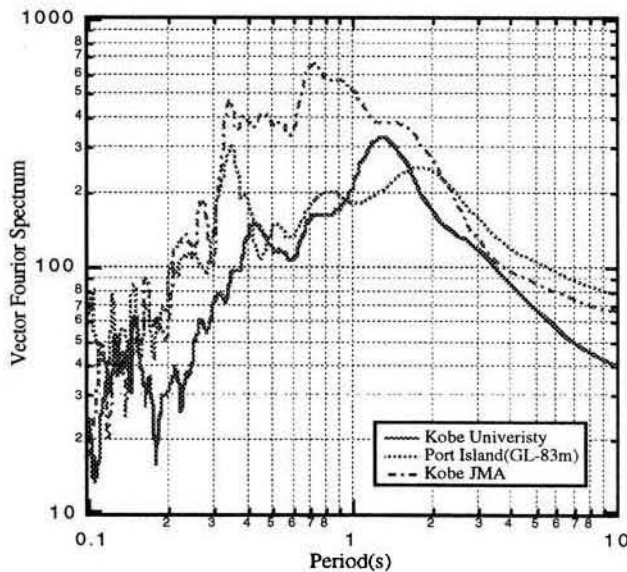


図4.3-5 兵庫県南部地震における硬質地盤のベクトルフーリエスペクトル

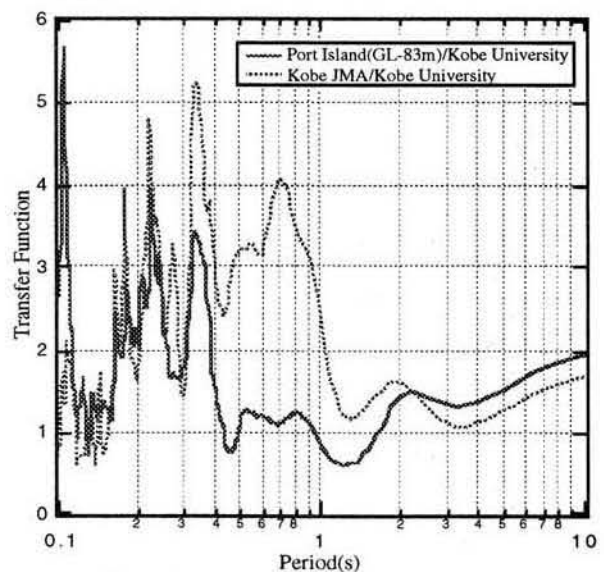


図4.3-6 神戸大学に対するポートアイランドおよび神戸海洋気象台のベクトルフーリエスペクトル比

4.4 動的解析による地震応答の推定

4.4.1 解析手法

解析には地盤材料の非線形性を考慮出来る2次元有限要素解析コード「Super-Flush」を用いた。兵庫県南部地震による地盤動特性の特徴の一つに上下動がかなり大きいことが指摘されていることから、入力地震動としては水平動のみならず上下動も考慮する。一方、上下動を考慮した解析を行う場合、地盤物性のうちその増幅を支配するヤング率や体積弾性定数の値や非線形性の評価が課題となる。ここで用いる解析コードではポアソン比を媒介としてせん断剛性とヤング率や体積弾性定数が関連づけられているため、せん断ひずみとともにそれら値が低下することになる。しかし、体積弾性定数はせん断ひずみに依存しないことが指摘⁷⁾されている。そこで、まず水平動に対する応答より得られる側方境界の成層地盤における収束せん断剛性と体積弾性定数よりポアソン比を算出する。水平動と上下動を同時入力した際の地震応答は、得られたポアソン比と水平動のみの解析により得られた各層の平均収束せん断剛性を用いた解析により行う。

4.4.2 入力地震動

前章で示した3地点の地震観測記録の内、ポートアイランドの最深部(GL-83m)で観測された記録より表層地盤よりの反射波の影響を除いた入射波成分(2E)を入力地震動とした。これは、大開駅の復旧過程で明かになった付帯構造物である換気塔が六甲山側へ4~5cmほど動いていたという被害より、神戸大学で観測された程度の地震動ではその様な変状が生じないこと、神戸海洋気象台の記録はポートアイランド(最深部)の記録と同様に大開駅に近い位置での観測記録であるが表層地盤の影響を含んでいること等に基づいて選定した。

入力地震動の水平・鉛直成分の加速度時刻歴を図4.4-1に示す。ここで水平成分は観測されたNS,EWの2成分より大開駅横断方向に変換した成分とした。これら水平・鉛直地震動を同時に鉛直方向に入力することは、入力波の波動特性として水平動はS波、上下動はP波と見なしたことに等しい。

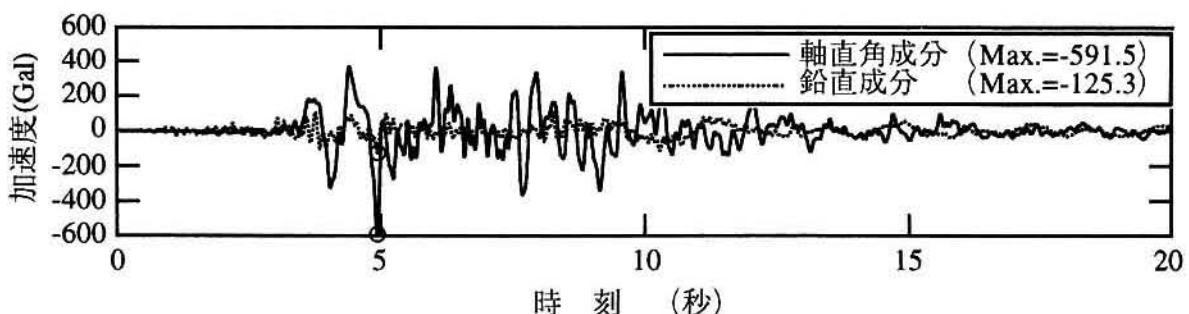


図4.4-1 入力地震動

4.4.3 地盤および構造物のモデル化

対象断面位置における地盤モデルおよび地盤定数を図4.4-2に示す。対象断面位置における現地盤モデルには図4.2-2に示した弾性波速度の得られている地盤調査位置D-1の構造に比べGL-5.1~8.2mに存在する礫混じり砂層が認められない。そこで、その層に相当する位置のS波速度は上層の砂層と下層の平均的なせん断波速度170m/sとした。また、地表層から順にせん断波速度240m/sの第5層までは地盤材料の非線形性を考慮した。各層の動的変形特性は図4.4-3に示した様に、安田、山口⁸⁾により平均粒径D50と平均有効拘束圧との関係式に基づき算出した。ここで、平均粒径D50は指針⁹⁾に基づいた各層の土質より求めた。せん断波速度が330m/sの第6層以深の層は減衰定数2%の線形材料とした。また、埋め戻し土の動的変形特性は図4.2-5に示した現位置より採取した不攪乱試料の試験結果を用いた。

地盤構造は海側と山側の土質およびN値が図-14に示したB-3とD-1地点でほぼ同程度であることから水平成層構造と見なし、側方にはエネルギー伝達境界を設けた。底面には、先に示した入力地震波を入射波として入射することから、粘性境界を設けた。

一方、構造物は図4.4-4に示す様にビーム要素にてモデル化した。ただし、隅角部は剛域を考慮し剛体ビーム要素によりモデル化した。各部材の剛性は表4.4-1に示したとおりであり、鉄筋も考慮した単位奥行き当りの値である。

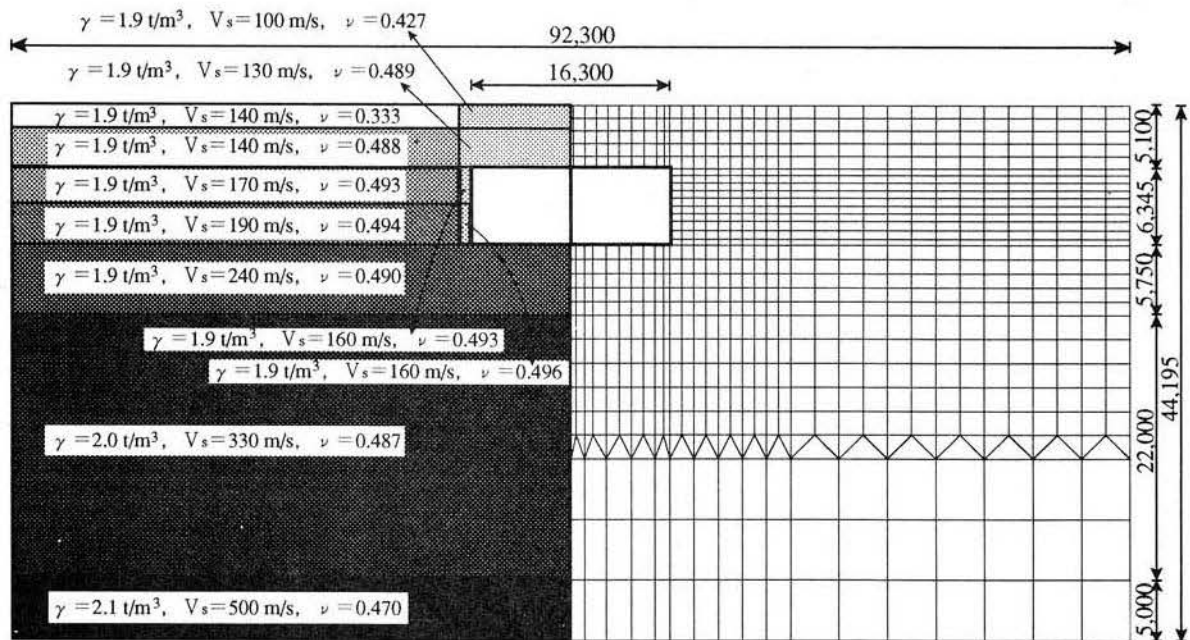


図4.4-2 解析地盤モデル

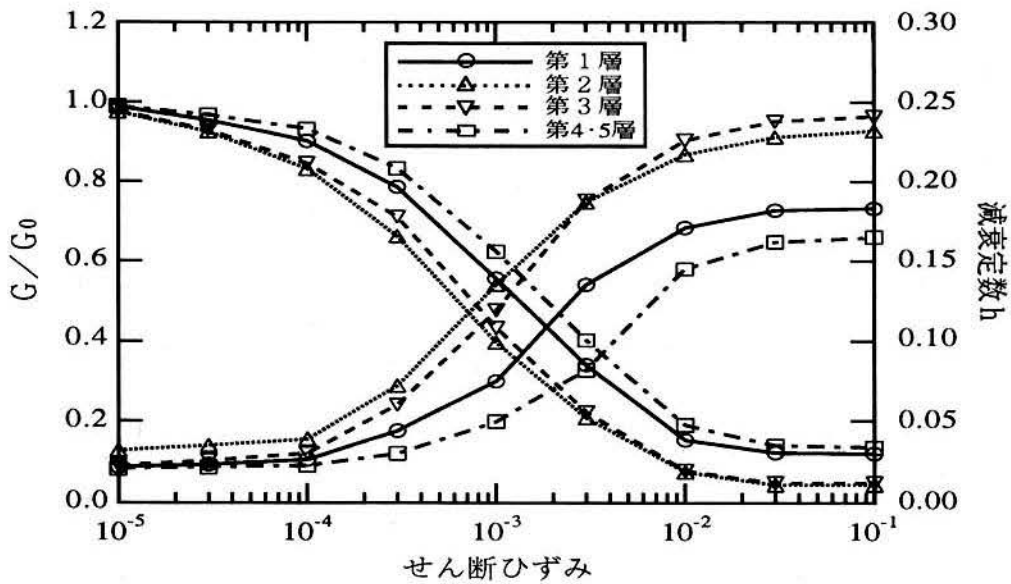


図4.4-3 各地層の動的変形特性

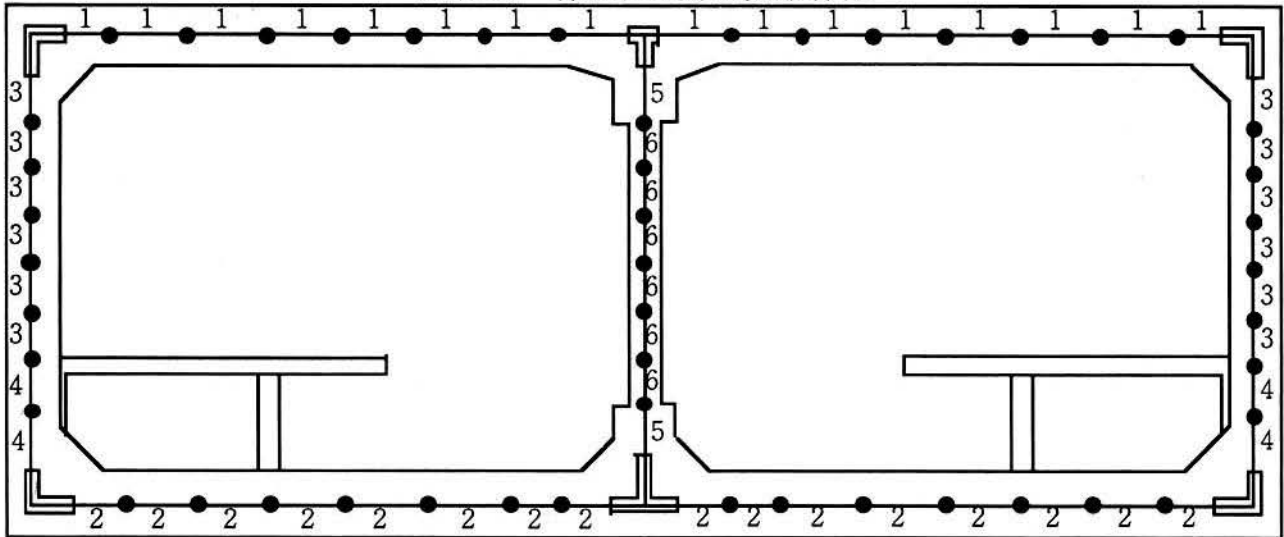


図4.4-4 構造モデル

表4.4-1 各構造部材の定数

部材	部材厚(m)	換算断面積 A(m ²)	有効せん断断面積 A/1.2(m ²)	断面二次モーメント I(m ⁴)	単位体積重量(tf/m ³)	せん断弾性定数G (t/m ²)	ポアソン比	減衰定数	
上床版	1	0.80	0.86	0.72	0.0487	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
下床版	2	0.85	0.91	0.76	0.0583	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
側壁	3	0.70	0.72	0.60	0.0302	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
	4	0.85	0.88	0.73	0.0549	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
中柱	5	0.80	0.84	0.70	0.0442	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
	6	0.40	0.16	0.13	0.00224	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05

4.4.4 地盤、構造物の動的応答の推定結果

地震応答解析により得られた地盤内の水平・上下成分の最大加速度の深度分布を図4.4-5に示す。地表面位置の最大加速度は水平・上下成分とも400gal以上の値となり気象庁震度階の震度7に相当する値となり、大開駅周辺で気象庁が報告した震度階と対応している。さらに、側方境界近傍の値を除き水平・上下成分とも構造物上での値が最も大きな値となっている。また、基盤位置に対する地盤各位置の加速度の応答倍率についてみると、水平成分は上床版位置で1.8～2.1倍、地表で2.3～2.5倍、鉛直成分は上床版位置で1.5～3.2倍、地表で2.7～3.5倍の応答倍率となっている。

次に、構造物の最大応答断面力を部材端について図4.4-6に示す。図には常時の断面力も合わせて示す。これらの値はいずれも単位奥行き当りの値である。曲げモーメントは、側壁、上・下床版とも外側鉄筋が引っ張り状態を正、中柱は左側が引っ張り状態を正としている。中柱に着目すると、常時に98.7～102.4t前後(約88kgf/cm²)、地震時に20.7～21.5t(約18kgf/cm²)であり、表に示した中柱コンクリートの設計基準強度に対する比率は44% $\{=(88+18)/240\}$ 、調査や試験により得られた地震時推定強度の28%と高い値となっている。中柱上端部(梁下)における曲げモーメントの時刻歴と常時軸力に対して算出した終局曲げモーメント(図中破線)の関係を図4.4-7に示す。これより、最大曲げモーメントの発生時点5.1秒近傍のみならず4.2秒近傍にて応答曲げモーメントは終局曲げモーメントより大きな値となっている。側壁や上・下床版の隅角部においても同様な傾向が見られる。

中柱の応答が終局曲げモーメントを最初に越えた時点(5.3秒近傍)における図4.4-8に示す位置の応答軸力に常時軸力を加えた値に対するひび割れ曲げモーメント、降伏曲げモーメントおよび終局曲げモーメントを表4.4-2に示す。表中には、土木学会によるコンクリートと鉄筋のせん断耐力を合わせた式により算出した終局せん断耐力²⁾、各部材の靱性率も合わせて示す。部材の応答は本来ここで示した終局曲げモーメントを越えることはなく、部材の変形で作用荷重つまり作用エネルギーを吸収することになる。中柱の靱性率は1.3と小さことから、応答曲げモーメントが終局曲げモーメントを最初に越えた時点で破壊するものと考えられる。また、その時刻において側壁や上・下床版の隅角部の応答曲げモーメントは中柱と同様に終局曲げモーメントより大きな値となる。それら部材の破壊可能性は各部材が作用荷重を吸収出来る変形性能つまり靱性率を有しているかに依存し、次項で検討を行う。

次に、中柱および側壁上端部に着目し、地震時の応答軸力の変動が終局曲げ耐力に及ぼす影響を把握するため、常時軸力を加えた作用軸力と地震応答曲げモーメントの経時変化と各部材耐力との比較を図4.4-9に示す。側壁においては応答曲げモーメントの増加とともに軸力が増加するという相関がみられる。一方、中柱の応答断面力は軸力の変動が小さい。しかし、図4.4-10に示した神戸大学での観測記録を入力地震動とした結果より、耐力近傍で軸力が大きく変動しており、中柱の損傷評価には検討に用いる地震動の特性が極めて重要であると考えられる。

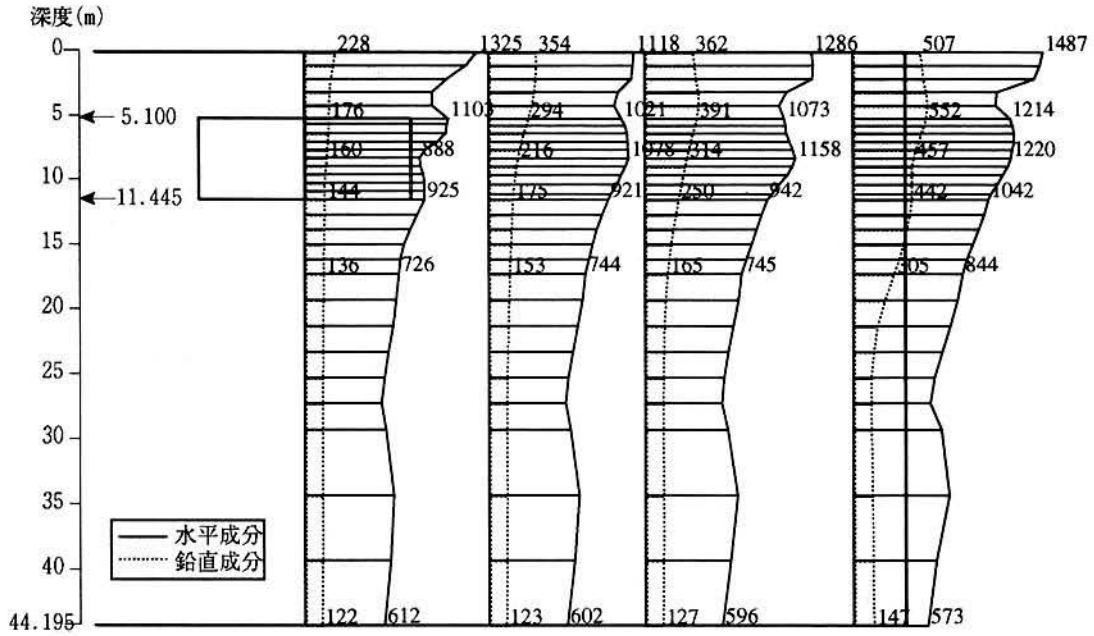


図4.4-5 最大加速度の深度分布(単位:gal)

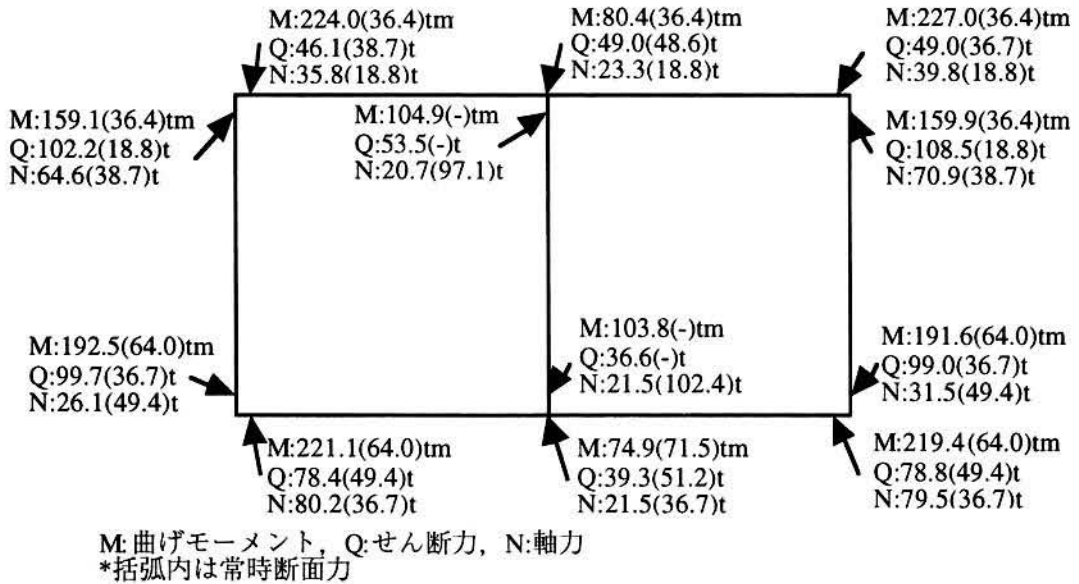


図4.4-6 部材端最大断面力

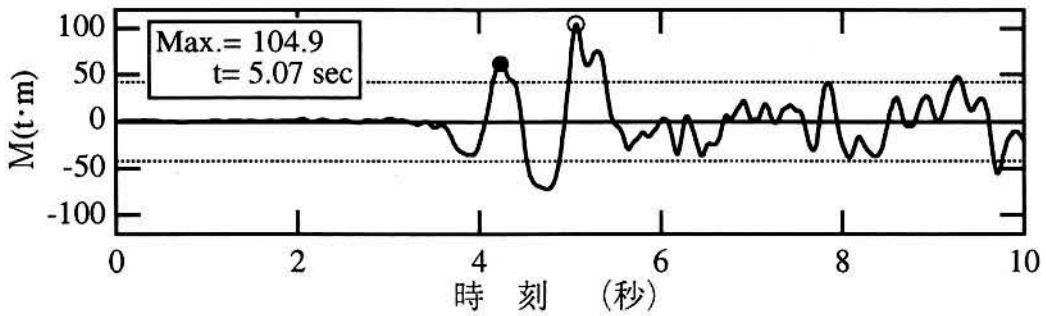
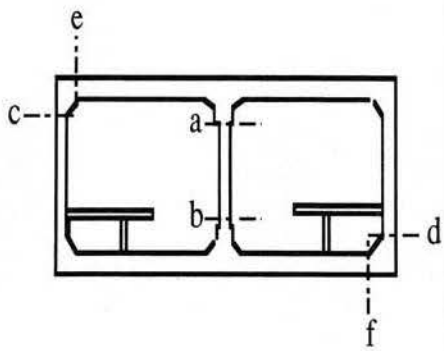


図4.4-7 中柱上端に発生する曲げモーメント時刻歴

表4.4-2 各部材の耐力



部材	検討位置	終局曲げ耐力(t·m/m)			終局せん断耐力(t/m)
		ひび割れ曲げモーメント	降伏曲げモーメント	終局曲げモーメント	
中柱	上端(a)	9.5	36.4	40.7($\mu=1.3$)	19.3
	下端(b)	9.6	36.5	40.8($\mu=1.3$)	19.8
側壁	上端(c)	29.0	56.9	60.8($\mu=3.7$)	42.2
	下端(d)	39.6	83.0	91.5($\mu=5.1$)	41.7
上床版	e	34.3	57.7	62.0($\mu=5.0$)	-
下床版	f	42.7	87.4	92.5($\mu=3.4$)	-

図4.4-8 部材耐力の検討位置

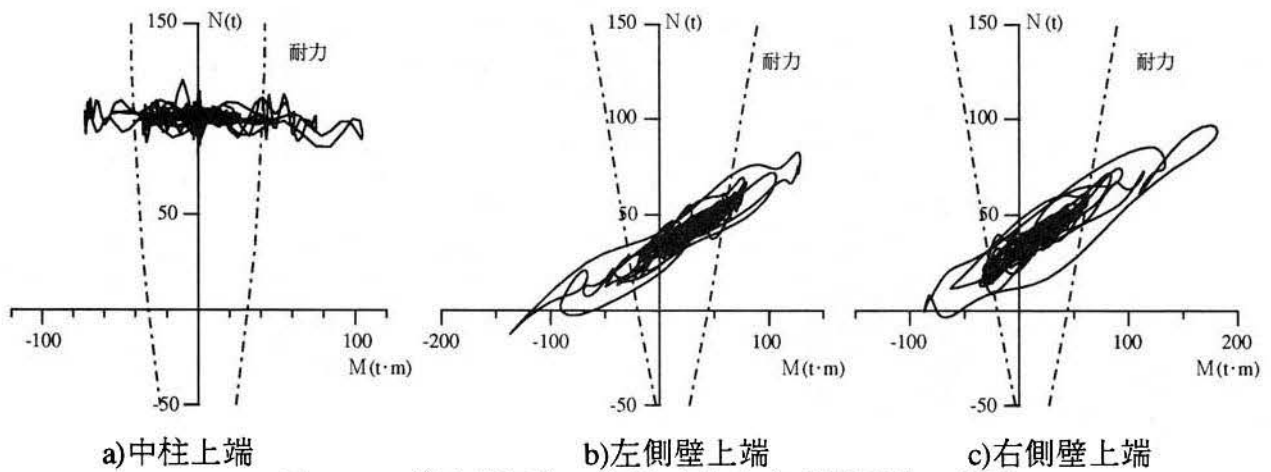


図4.4-9 発生断面力の経時変化と各部材耐力の関係

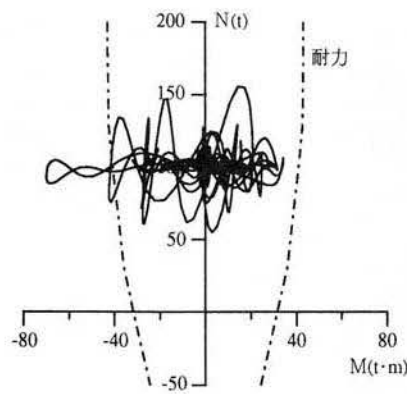


図4.4-10 中柱位置における発生断面力の経時変化と各部材耐力の関係(神戸大学波)

4.5 被害(崩壊)モードと過程の推定

4.5.1 解析手法

解析は図4.5-1に示す様に構造部材を剛域端にバネを設ける材端剛塑性バネ法によりモデル化し、動的解析により得られた各部材の断面力を静的に作用されることにより実施した。その作用地震荷重は、中柱の損傷の把握という観点から中柱が最初に終局曲げモーメントを越える時刻における各部材端の軸力とせん断力を50分割し、逐次増分させながら作用させた。また、常時断面力を初期応力として作用させた。

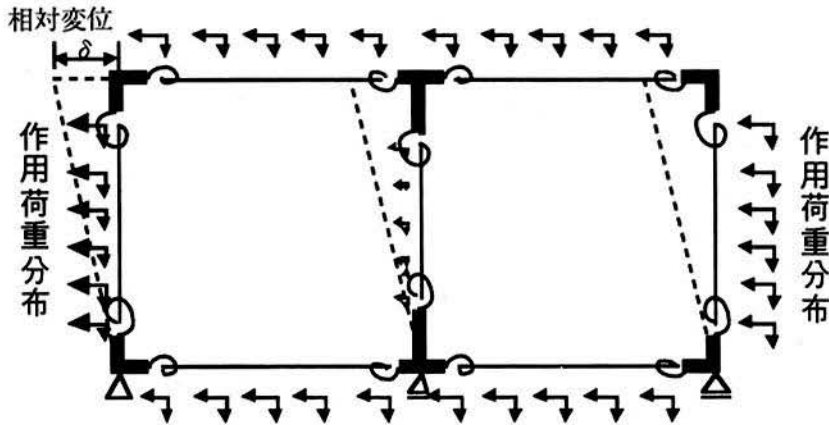


図4.5-1 解析モデル

4.5.2 構造部材の非線形性のモデル化および耐力

バネ間の部材は梁要素として表の動的解析用いた部材諸定数を用いた。ただし、側壁部材は剛性低下を考慮しない値とした。バネ部の曲げモーメント～回転角関係はひび割れ曲げモーメント M_c 、降伏曲げモーメント M_y 、終局曲げモーメント M_u に対して逆対称原点指向型トリリニアモデルを用いた。ただし、中柱については、次章で示す実験結果に基づいて設定した。その際、実験では鉄筋の降伏は生じなかったものの、曲げモーメントと部材角の関係では降伏に相当する様な作用荷重の増加に比べ変形の増加が大きくなる様な荷重と変位の関係における変曲点が存在することから、その点における曲げモーメントを降伏曲げモーメント M_y として、トリリニアモデルでモデル化した。さらに、終局曲げモーメントは実験により柱がせん断破壊した際の曲げモーメントとした。ここで他部材の各モーメントは常時軸力と地震時の軸力を重ね合わせた軸力に対して算出した。

4.5.3 部材損傷モードおよび過程の推定

まず、作用荷重と上床版と下床版の相対変形 δ の関係を図4.5-2に示す。ここで、作用荷重は加える荷重のうち水平成分の和として表している。最初に降伏する部材は上床版の端部であり、その時の変形は0.82cmである。続いて、側壁下端の降伏が変形1.12cm、側壁上端及び下床版端部の降伏が変形1.76cmにて生じている。その後、変形が2.82cmとなった

時点で、中柱にせん断破壊が生じる。その際、上床版端部及び側壁上端部においても解析上、発生曲げモーメントが終局曲げモーメントに到達する。ここで、中柱以外の部材の変形性能は鉄筋の抜け出しの影響を考慮していないことから、変形能を過少に評価している。このことから、実際には中柱以外の部材は終局状態に至っていないものと考えられる。

次に、図4.5-3に中柱がせん断破壊した時点での、中柱と側壁部材端のバネ要素の復元力特性(曲げモーメントと回転角の関係)と発生曲げモーメントの関係を示す。破壊時における中柱と側壁の回転角が異なるのは、中柱が上・下床版の梁と接合し柱高さが3.82mと側壁の上・下床版の内寸より小さいことに起因している。このことから、表4.1-1に示した側壁上部ハンチ下ならびに側壁下端ハンチ下(下床版ハンチ)の損傷は、地震力により生じたものであろうと推定される。

この解析で得られた大開駅の終局状態とも言うべき中柱のせん断破壊に至る変形が2.82cmであり、地震応答解析により得られる中柱における上・下床版間の最大相対変位が3.9cmに比べかなり小さいことから、Aゾーンの崩壊は中柱のせん断破壊により生じたものであると推測される。

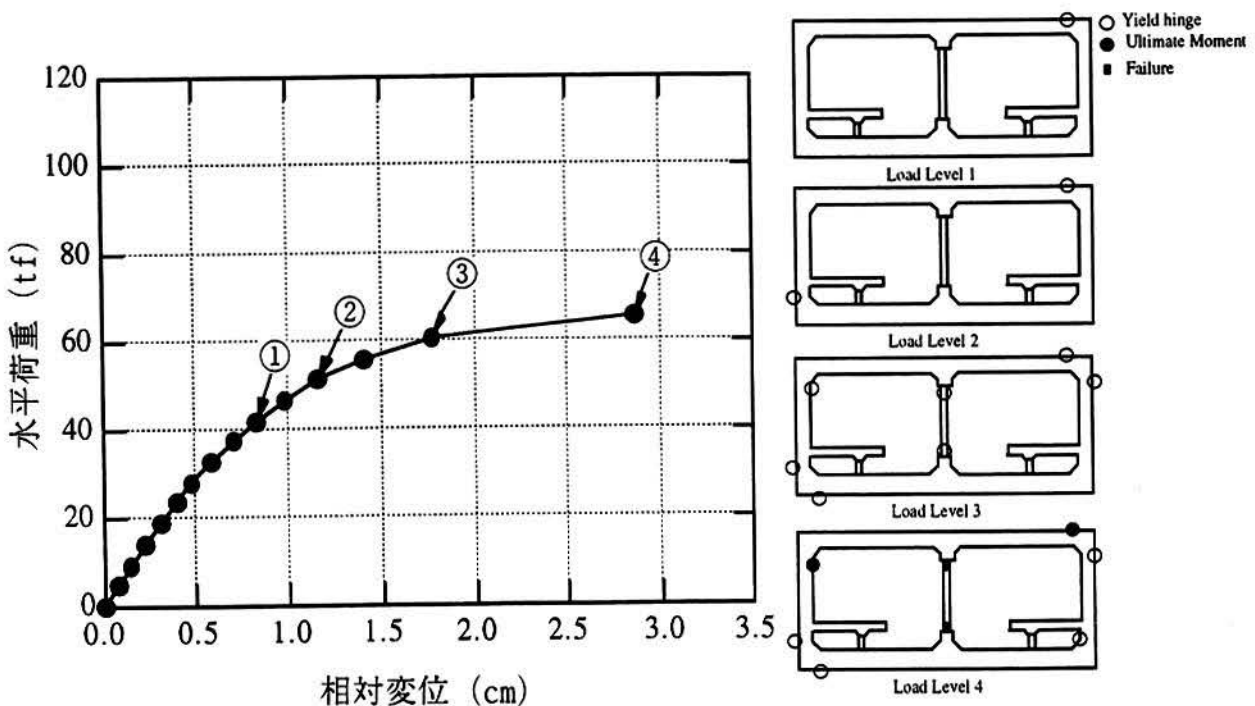
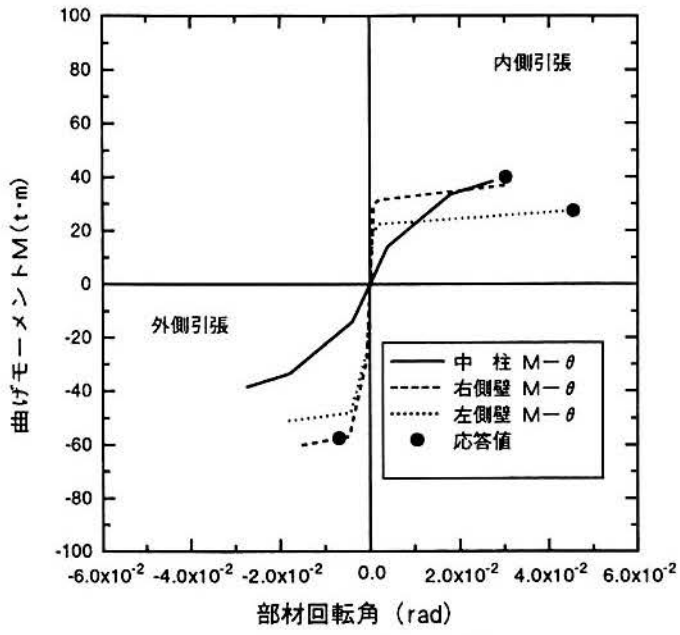
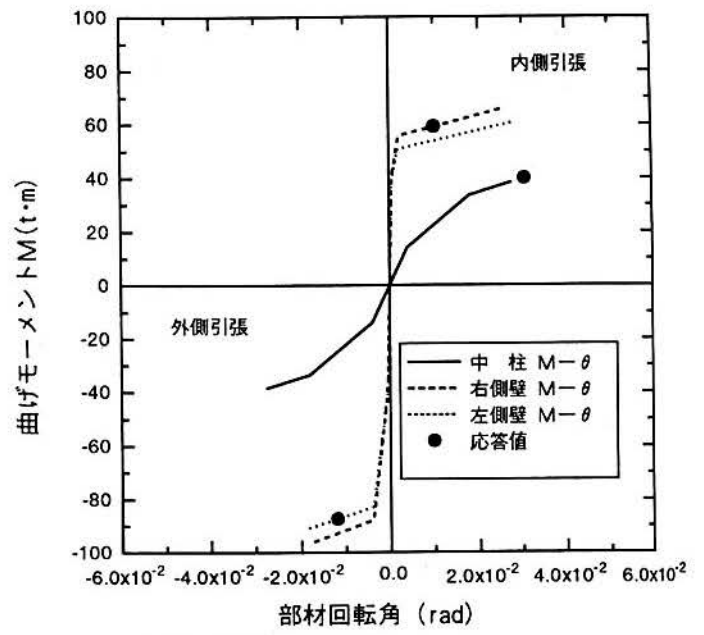


図4.5-2 作用荷重と部材損傷，上・下床版の相対変位の関係



a) 中柱・側壁の上端



b) 中柱・側壁の下端

図4.5-3 中柱・側壁の復元力特性と応答断面力

4.6 まとめ

ここでは、まず1995年兵庫県南部地震により地震被害を受けた神戸高速鉄道・大開駅の被害機構を把握する上で必要な構造特性、周辺地盤特性、周辺で観測された地震動の特性を示す。さらに、周辺地盤の振動特性については常時微動の測定結果を踏まえて評価した。最後に、構造物の損傷モードや損傷に至る過程を2次元動的地震応答解析と静的弾塑性解析の組み合わせた2段階解析により推定した。この手法は、まず兵庫県南部地震による構造物の応答を推定するため地盤を非線形材料、構造物を損傷の程度に応じた剛性に基づく弾性体とした2次元地震応答解析を行い、得られた構造物の断面力のうち中柱に基も危険な状態にたいする断面力分布に対して構造物の非線形挙動を評価出来る静的弾塑性解析を行い損傷の程度や過程を把握しようとするものである。この結果、以下のことが明らかとなった。

- (1)大開駅の被害は損傷の程度から中柱が圧壊し上床版の陥没さらに道路も最大2.5m陥没したコンコースから高速長田駅側のAゾーン、駅部中柱にAゾーンの影響域以外で損傷が軽微出会ったコンコース、駅部の2階構造のBゾーンさらに中柱は破壊しているが上床版の沈下が5cm程度であるCゾーンの3つのゾーンに分類される。
- (2)Cゾーンにおける中柱の損傷は、せん断破壊によるものと推測される。
- (3)大開駅周辺での地震動は駅直交方向が卓越していた。
- (4)構造物周辺の原地盤はせん断波速度が140～240m/s程度の砂、粘土および砂礫の互層構造であり固有周期は0.4～0.5秒である。一方、埋め戻し地盤は材料がまさ土からなるN値が5～10程度の地盤である。
- (5)構造物周辺地盤の応答は920～1210gal、地表では1190gal以上の最大加速度応答を示し、大開駅周辺で報告されている気象庁震度7とも対応している。
- (6)中柱には常時と地震時を合わせコンクリートの設計基準強度の44%、推定実強度の28%と比較的高い軸力が作用していた。
- (7)構造物の実強度、埋め戻し材の材料特性さらに被災した中柱の変形特性を求めるための実験結果に基づいた解析により、大開駅の崩壊は中柱のせん断破壊に起因して、上床版が上載土荷重を支えられなくなることにより生じたものと推定される。

参考文献

- 1) 土木学会編:土木学会阪神大震災震災調査 第二次報告会資料,pp.133-140,1995.
- 2) 土木学会原子力土木委員会編: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照査マニュアル,1992.
- 3) 梅村魁,青木豊:鉄筋コンクリート柱の塑性理論について,日本建築学会研究報告,1949.
- 4) 中村豊:常時微動に基づく表層地盤の地震動特性の推定,鉄道総研告,Vol.2, No.4, pp.18-27,1988.
- 5) 中村晋:ベクトルスペクトルによる地震動の増幅特性評価とその適用,土木学会論文集 No.519/I-32,pp.161-173,1995.
- 6) Bolt, B. A. : Duration of Strong Ground Motion, Proc. of Fifth W.C.E.E.,pp.1301-1313, 1973.
- 7) 石原研而:土質動力学の基礎,鹿島出版会,1976.
- 8) 安田進・山口勇:種々の不攪乱土における動的変形特性,第20回土質工学研究発表会,pp.539-542, 1985.
- 9) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 耐震設計編,1990.

参考資料 - 被災した中柱の鉄筋の引張り試験結果 -

鉄筋引張試験結果 (試料採取箇所:中柱)

項目 試料	No.	公称 断面積 (cm ²)	伸び率 (%)	引張強度 (kg/cm ²)	破断強度 (kg/cm ²)	降伏点 (上) (kg/cm ²)	降伏歪 (上) (μ)	静弾性係数 *10 ⁶ (kg/cm ²)
φ32 丸鋼鉄筋	No.1	7.719	41.5	3938	2539	2707	1479	2.13
	No.2		38.9	3964	2688	2699	1310	2.10
	No.3		34.6	4275	3044	3007	1427	2.19

5. 中柱の耐震性能確認実験

5.1 実験の位置付け

神戸高速鉄道・大開駅の被害は近代様式の地中構造物の被害として初めてである。それは、駅横断方向の震動により中柱が曲げせん断破壊し、中柱が圧壊つまり上載荷重に対する耐荷力を失うことにより生じたと考えられる¹⁾。中柱のそのような破壊は、構造物に作用する地震力が大きかったことのみならず、大開駅の有する構造条件に起因し、かなり高い軸力(100kg/cm²)が常時作用していること、引張鉄筋比が2.4%と多いこと、帯鉄筋比が0.09%と少ないこと等から、せん断に対する耐力や変形性能が十分でなかったことなどが考えられる。大開駅は1995年8月に通過駅として部分的に復旧され、神戸市の東西を結ぶ交通機関としての機能をほぼ回復している。中柱は45×45の角形鋼管により補強したRC柱を3本連ねることにより再構築した。

復旧された大開駅の耐震安全性を確認するため、復旧した中柱(以後、復旧柱と呼ぶ)の耐震性能を実大規模の試験体を用いた水平交番載荷実験に基づき評価した。その際、大開駅の被害要因の分析や被災した既設柱に対する復旧柱の耐力向上の程度を把握するため、既設柱の耐力や変形性能も実験により確認した。さらに、現行の鉄道標準および建築学会の指針に基づいて設計された柱の耐力、変形性能の確認実験も、現行基準類の課題を把握するために実施した。

5.2 実験計画

5.2.1 試験体概要

地震時における大開駅の変形挙動より図5.2-1に示した中柱に発生する曲げモーメントの分布は、図5.2-2に示した様に中柱の有効高さ3.82m(上・下床版中の梁上のハンチ間)の半分(1.9m)を柱頭ヒンジ状態で載荷したと等価になる。すると、実柱の耐力や変形性能は実柱高さの半分の高さの柱を柱頭ヒンジ状態でモデル化することにより得られる。

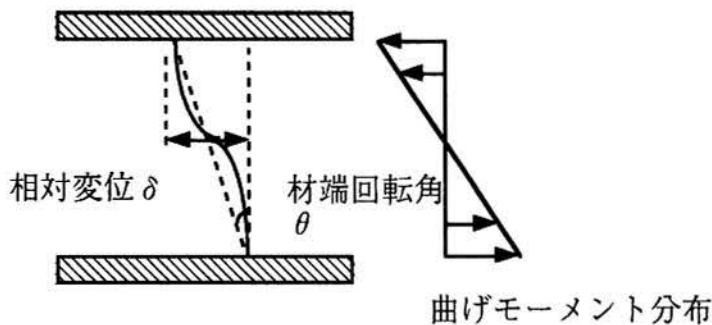


図5.2-1 実中柱の変形および断面力分布

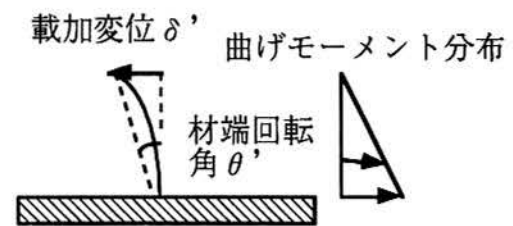


図5.2-2 実験モデル

試験体はi)被災した既設柱(Case1), ii)角形鋼管(厚さ $t=12\text{mm}$)を用いた復旧柱(Case2-1,2), iii)現行の設計指針に基づいた曲げせん断を受ける部材として設計した柱(Case3-1,2)の5体製作した。その構造特性の一覧を表5.2-1、柱の横断面を図5.2-3に示す。

ここでi)については、大開駅中柱(神戸高速東西線構造物設計示方書,昭和37年に基づいて設計)と同様の断面配筋となる様にモデル化した。柱のコンクリート強度 300kg/cm^2 は、復旧柱の耐力向上に及ぼす鋼管の影響を定量的に把握すると言う観点から、実柱の強度 400kg/cm^2 とは異なる復旧柱の強度と同じ値に設定した。また、帯筋には稲妻筋をモデル化し 9ϕ を使用している。

ii)については、復旧柱の主筋は、下床版より30cmから60cmの区間まで残置下床版に配筋されている丸鋼と新設部の異形鉄筋が「エングロース」溶接により接合されて配筋されている。従って、下床版近傍を模擬したCase2-1と上床版との接合部を模擬したCase2-2の2ケースの試験体を作成した。なお、鋼管は柱脚部でスタブコンクリートと接しており、軸力を負担する機構となっている。

また、iii)については軸力を考慮した構造細目に対する明確な規程のない土木仕様(鉄道構造物等設計標準・同解説)と規程のある建築仕様(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)の2つの試験体を作成した。

各試験体の断面形状はいずれも正方形とした。これは、復旧柱の耐力および変形性能が 45×45 の角形鋼管による補強RC柱1体の単純な倍率として評価出来ること、被災を受けた既設柱の断面(高さ40cm,幅100cm)は長方形であるもののその耐力と変形性能は高さ40cmを一辺とした正方形柱と比べ若干の寸法効果はあるが幅の比率で評価出来ると考えられることに基づいている。

表5.2-1 試験体一覧

試験体名	Case1	Case2-1	Case2-2	Case3-1	Case3-2
仕様	既設柱	復旧柱		強化柱(土木)	強化柱(建築)
基準	神戸高速東西線構造物設計示方書(昭和37年)	復旧特別仕様		鉄道構造物等設計標準・同解説(平成4年10月)	鉄筋コンクリート構造物の終局強度耐震設計指針・同解説
柱寸法	400×400mm	450×450mm		400×400mm	
軸力	160tf	202.5tf		160tf	
軸応力度	100kgf/cm ²				
コンクリートの基準強度	柱 300kgf/cm ² 基礎 210kgf/cm ²			柱 240kgf/cm ² 基礎 210kgf/cm ²	
使用セメント	早強セメント			普通セメント	
主筋	材質	SR235		SD345	
	本数	12-φ32		12-D32	
	鉄筋比	6.03%	5.32%	5.25%	5.96%
帯筋	材質	SR235	SD345		
	本数	φ9@350	D13@300	D10@100	4-D10@100
	鉄筋比	0.09%	0.2% (角型鋼管も考慮した場合 5.52%)	0.36%	0.71%
	かぶり	35mm	31mm	40mm	
角型鋼管柱	-	○		-	-

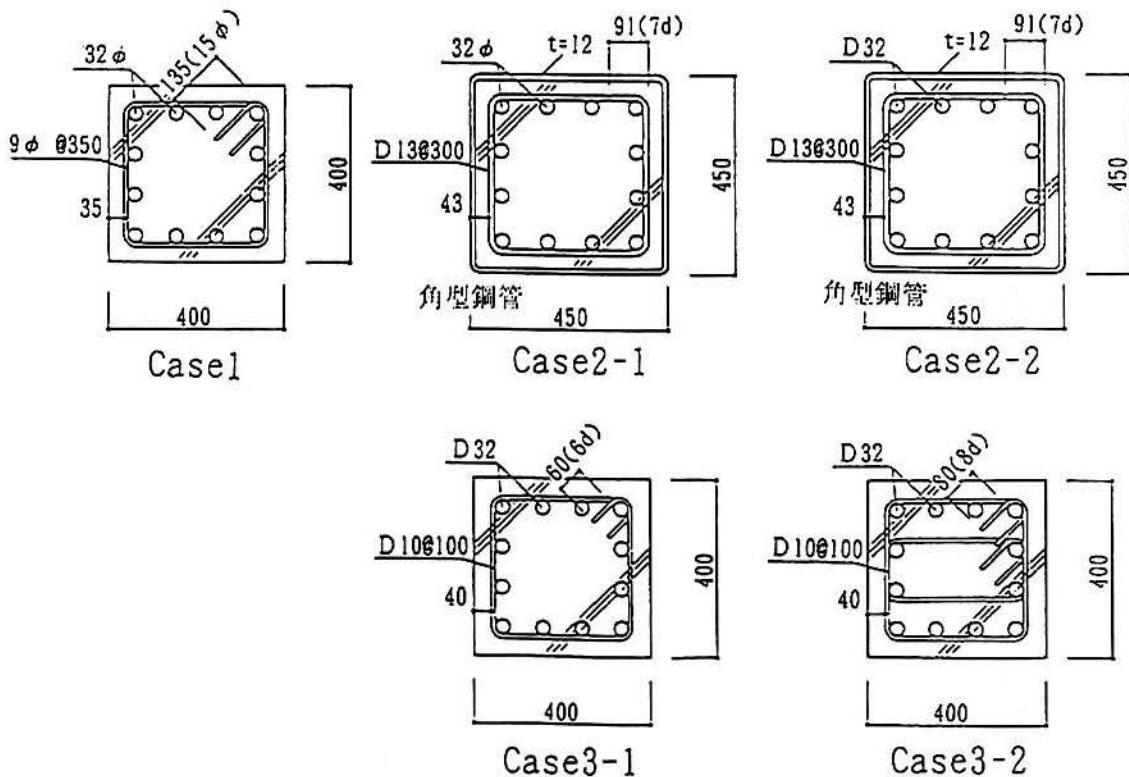


図5.2-3 各ケースの断面配筋

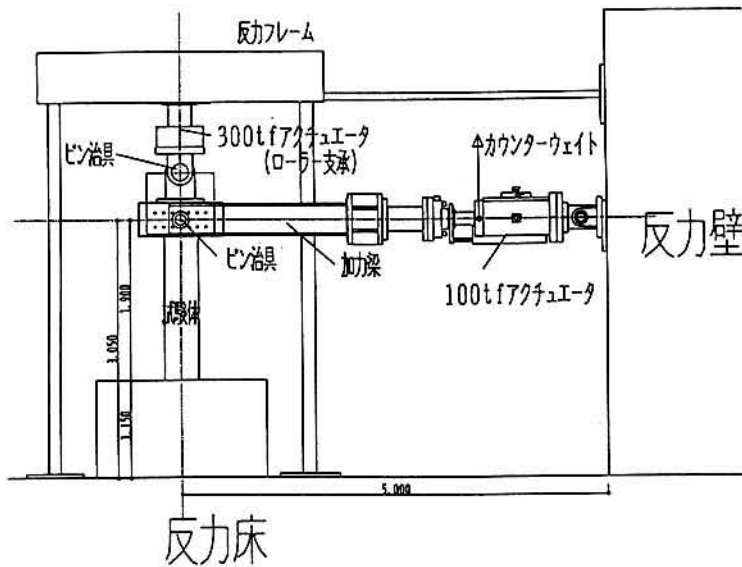


図5.2-5 加力装置

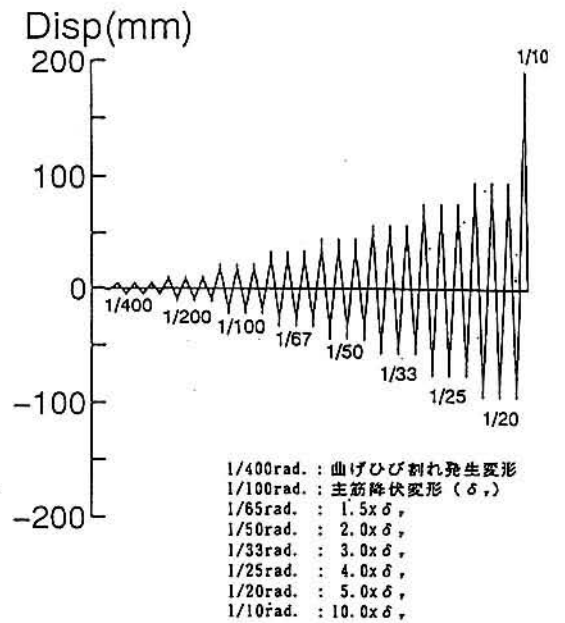


図5.2-6 加力スケジュール

計測は、試験体各部の変形、鉄筋のひずみ、鋼管のひずみ等について各加力ステップで行った。試験体の変形は、加力芯および柱各位置での水平変形に加え柱の軸方向変形を計測した。また、鉄筋の抜けだし変形を脚部に変位計を取り付けて測定した。鉄筋のひずみは、柱の主筋と帯筋について図5.2-4に示した位置にて計測し、柱の主筋には、4隅の鉄筋に11断面貼付した。帯筋には、腹部の両側中央にひずみゲージを貼り付けた。ひずみは引張りを正の値としている。

5.3 実験結果

5.3.1 変形性状および主・帯鉄筋ひずみ性状

各試験体における柱頭荷重と柱頭変位関係(以後、せん断力-水平変形関係と呼ぶ)を軸力によるP- δ 効果およびひび割れの発生等の状態変化と併せて図5.3-1、柱側面の最終ひび割れ状況を写真5.3-1~5、主筋および帯筋における各サイクル毎の最大ひずみの柱軸方向分布を図5.3-2~6に示す。以下に各ケースの破壊また最終状態に至る過程および主鉄筋、帯鉄筋に発生したひずみの特徴を示す。

a) Case1 試験体

最大荷重以降は脚部のかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、徐々に耐力が低下した。主筋の圧縮降伏は破壊時の第1回目の載荷変位にて生じた。破壊は破壊時の2回目の繰り返しサイクルで脆性的に生じ、その状況は脚部から35cmのコンクリートが圧壊し、脚部のかぶりコンクリートが剥落すると同時に主筋が座屈するという経過であった。

主鉄筋のひずみには、脚部の位置で降伏するまで各ひずみの値に大きな差がない。このことは、鉄筋とコンクリートの付着が劣化しており、鉄筋に作用した応力がコンクリートに伝達されて

いないことを示している。また、帯鉄筋についてみると、脚部から35cmの位置の帯筋のひずみが最大1000 μ 程度(降伏ひずみの約70%)と最も大きな値を示しているが、その他の位置では小さい値となっている。

b)Case2-1試験体

鋼管部分はほぼ剛体として挙動し脚部の回転が顕著であることが認められた。最大荷重以降は最大載荷変位まで耐力低下の少ない挙動を示しているが、鋼管がスタブへめり込む現象が認められた。鋼管は、最大載荷変位で脚部に若干の膨れが認められたものの実験を通じて降伏には至らなかった。

主筋のひずみ特性はCase1試験体とその傾向が似ており、丸鋼は付着力が小さいと推定される。一方、帯筋は、実験を通じて全ての帯筋のひずみはほとんど0であり、有効に働いていないことが認められた。

c)Case2-2試験体

鋼管部分はCase2-1と同様にほぼ剛体として挙動し脚部の回転が顕著であることが認められた。主筋が引張り降伏し最大荷重を示した後、耐力低下の少ない靱性のある挙動を示しているが、鋼管がスタブへめり込み、スタブコンクリートが割裂する現象が顕著となった。鋼管は最大載荷変位時において脚部に若干の膨れが認められ、繰返し載荷の最終サイクルで柱脚部に軸方向で圧縮、軸直交方向で引張り降伏が生じた。

主筋のひずみ特性は丸鋼を用いたCase2-1とは明らかにその性状が異なり、柱脚部で最も大きなひずみを示し、柱部材では脚部から80cm付近から頂部側へ急激に小さくなっている。スタブ内も同様な傾向がみられる。これは、付着が健全であったためである。帯筋のひずみもCase2-1試験体とは異なり、脚部から30cm、60cmの位置での最大1000 μ 程度の値を示し、主筋の違いによる影響が認められた。

d)Case3-1試験体

変形の増大により曲げひび割れが脚部から頂部に向かって発生した後、せん断ひび割れが脚部から45cmの位置に発生した。さらに変形が大きくなると脚部の圧縮側コンクリートに軸方向のひび割れ(圧壊)が発生し、それが徐々に拡がり、主筋が圧縮降伏した直後に最大荷重を示した。その後、耐力低下の少ない靱性のある挙動を示したが、破壊は脆性的であった。その状況は脚部から50cm付近までコンクリートの圧壊が広がりかぶりコンクリート(脚部から70cm付近)が剥落し、主筋が座屈するという経過であった。また、主筋が座屈した部分の帯筋は135°に折り曲げたフックが伸ばされる現象が認められた。

主筋のひずみ特性はCase2-2と同様の傾向を示すが、柱部材内のひずみは、脚部から頂部に向かってほぼ直線的に減少している。一方、帯筋は、脚部から80cmの位置の帯筋が、先ず降伏に至り、破壊時は40cmの位置の帯筋も降伏した。

e)Case3-2試験体

最大荷重まではCase3-1と同様な傾向を示す。それ以降は脚部のかぶりコンクリートの剥離が顕著であるが、載荷最大変位まで耐力低下の少ない靱性のある挙動を示した。

主筋のひずみ特性はCase3-1試験体と同様である。一方、帯筋は外周の帯筋のひずみに比べて中子筋の方が実験を通じて大きく、中子筋では、脚部から40cm、80cmの位置でのひずみが顕著であり、最大変位の載荷時に降伏ひずみに達している。

破壊したCase1, Case3-1についてみると、Case1では最大耐力の生じる前にコンクリートに圧壊が生じており、Case3-1では最大耐力の生じる直前に鉄筋の降伏が生じている。これらのことから、両ケースの破壊モードは曲げせん断破壊であると考えられる。また、破壊に至らないケースは最大耐力の生じる前に鉄筋の降伏が生じている。このことから、変形モードとしては曲げ型であると考えられる。

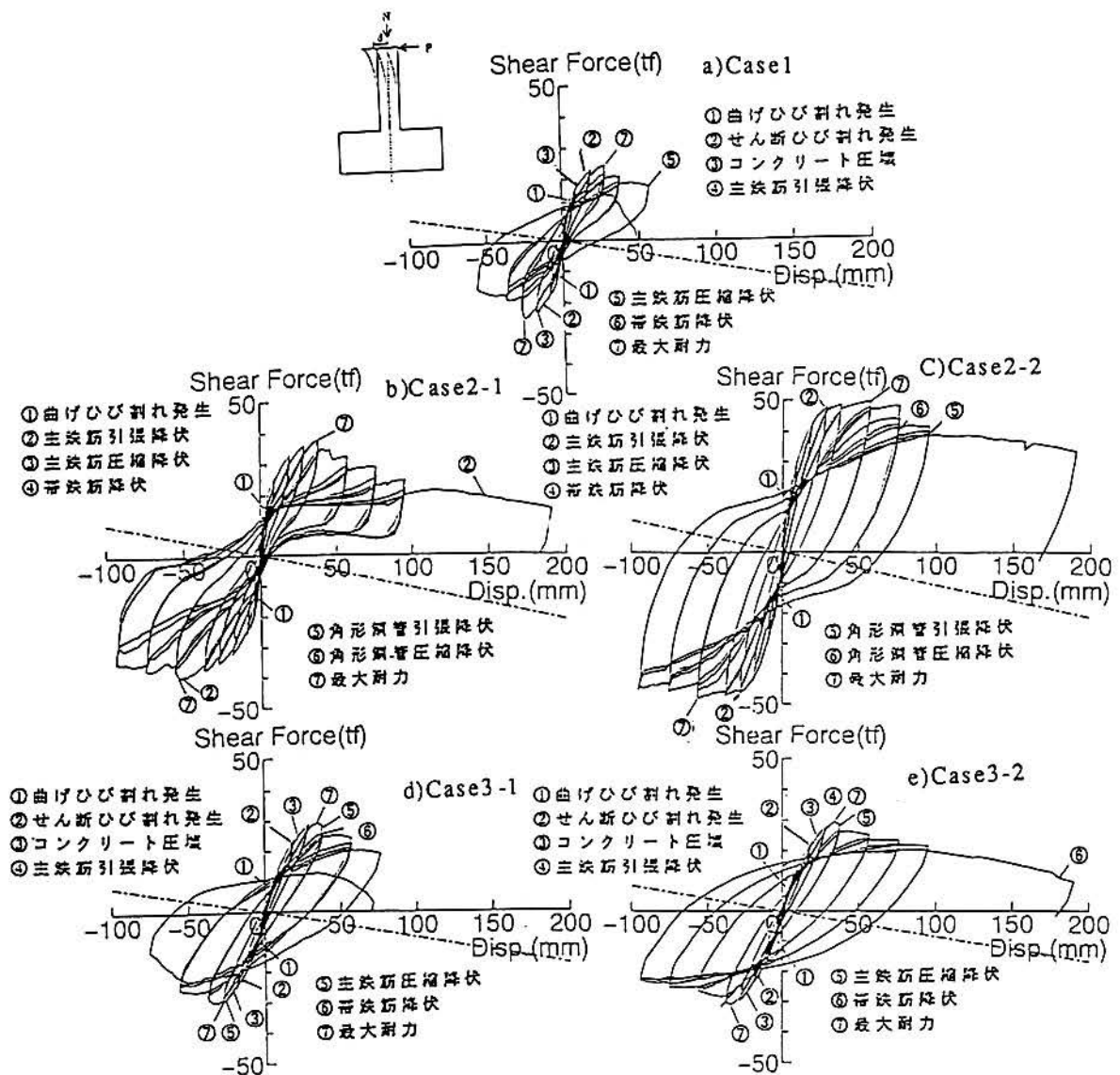


図5.3-1 各ケースのせん断力～変位関係(破線:P- Δ 効果)

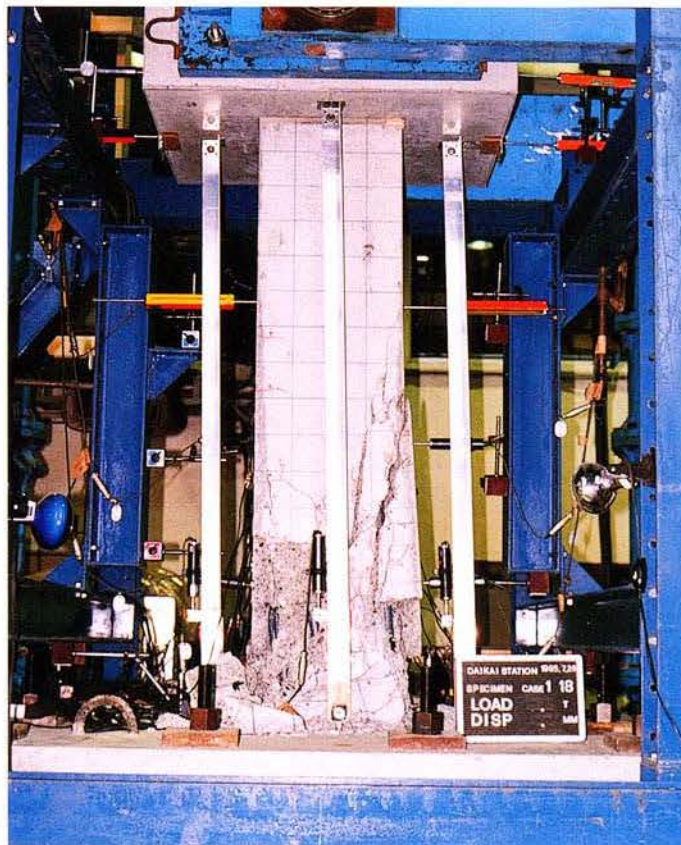
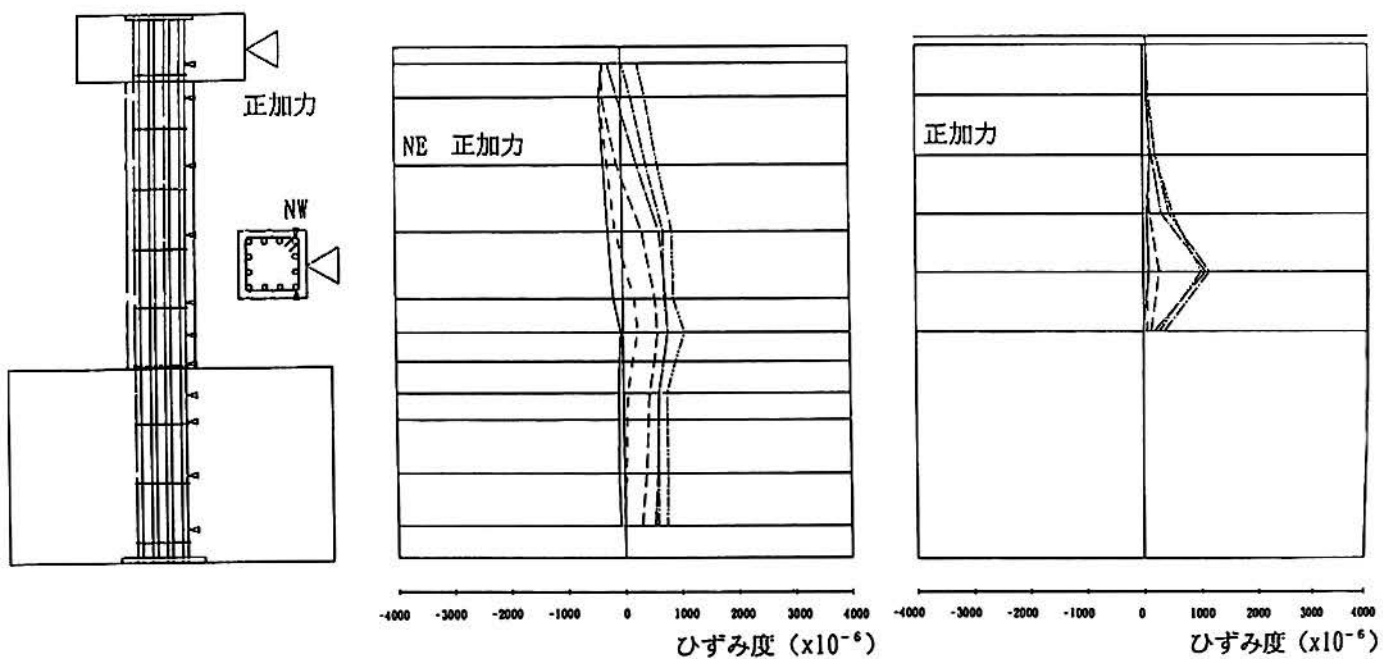


写真5.3-1 最終破壊状態(Case1)



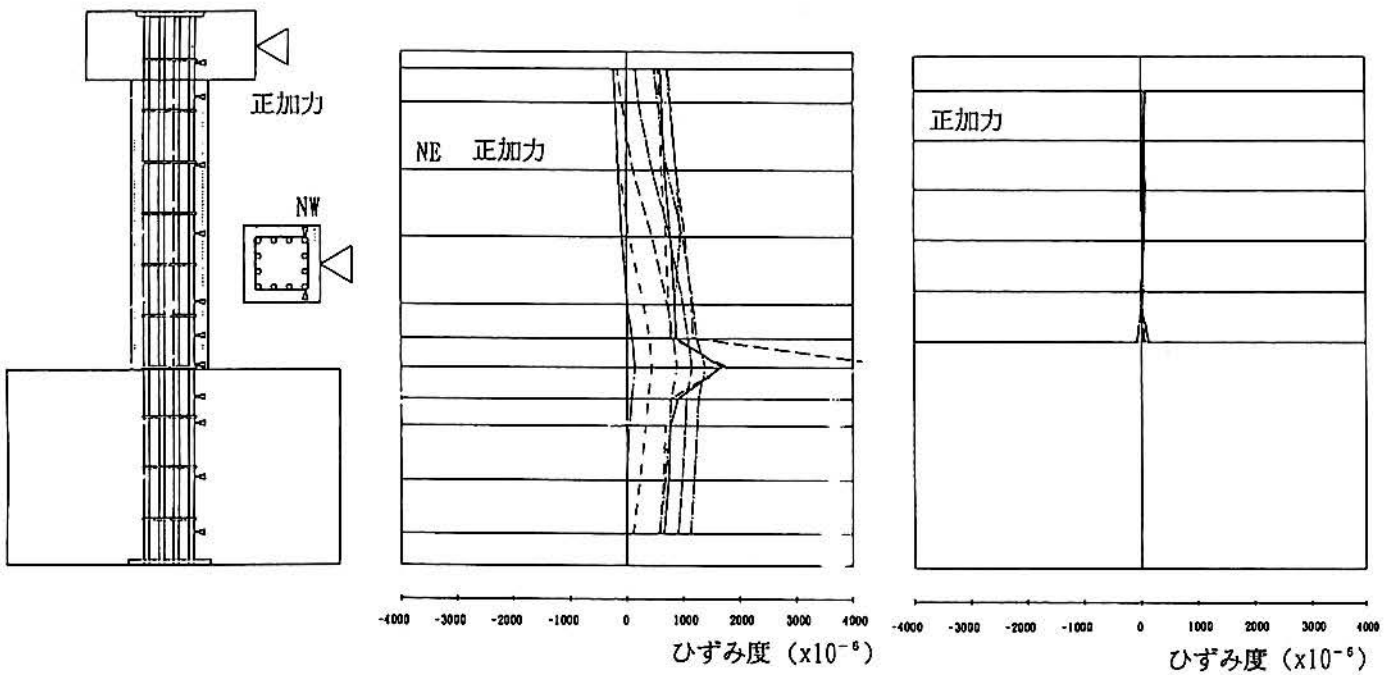
a)主筋ひずみ

b)帯筋ひずみ

図5.3-2各サイクル毎の主筋および帯筋における最大ひずみの柱軸方向分布(Case1)



写真5.3-2 最終破壊状態(Case2-1)



a)主筋ひずみ

b)帯筋ひずみ

図5.3-3各サイクル毎の主筋および帯筋における最大ひずみの柱軸方向分布(Case2-1)

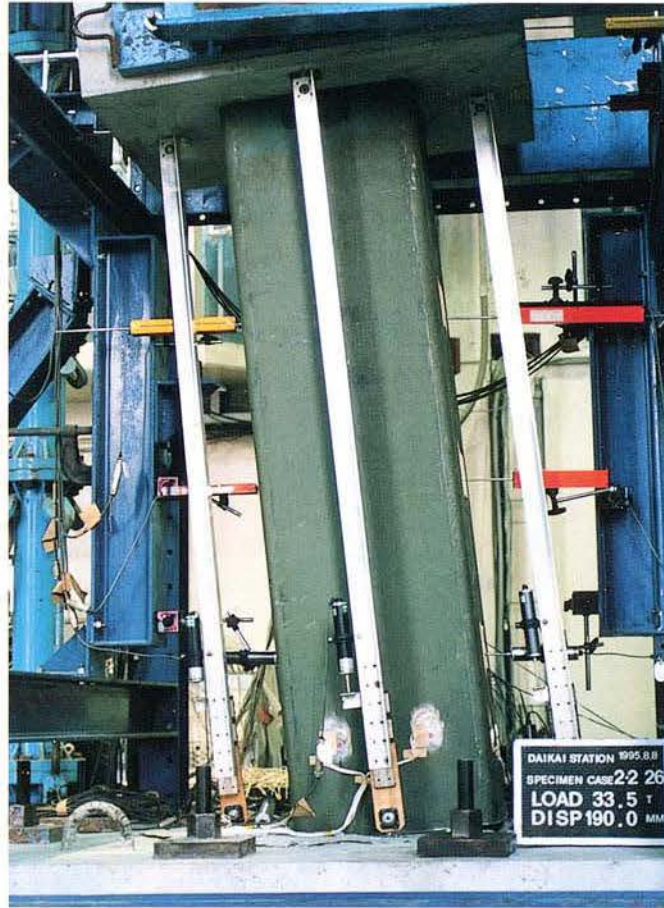


写真5.3-3 最終破壊状態(Case2-2)

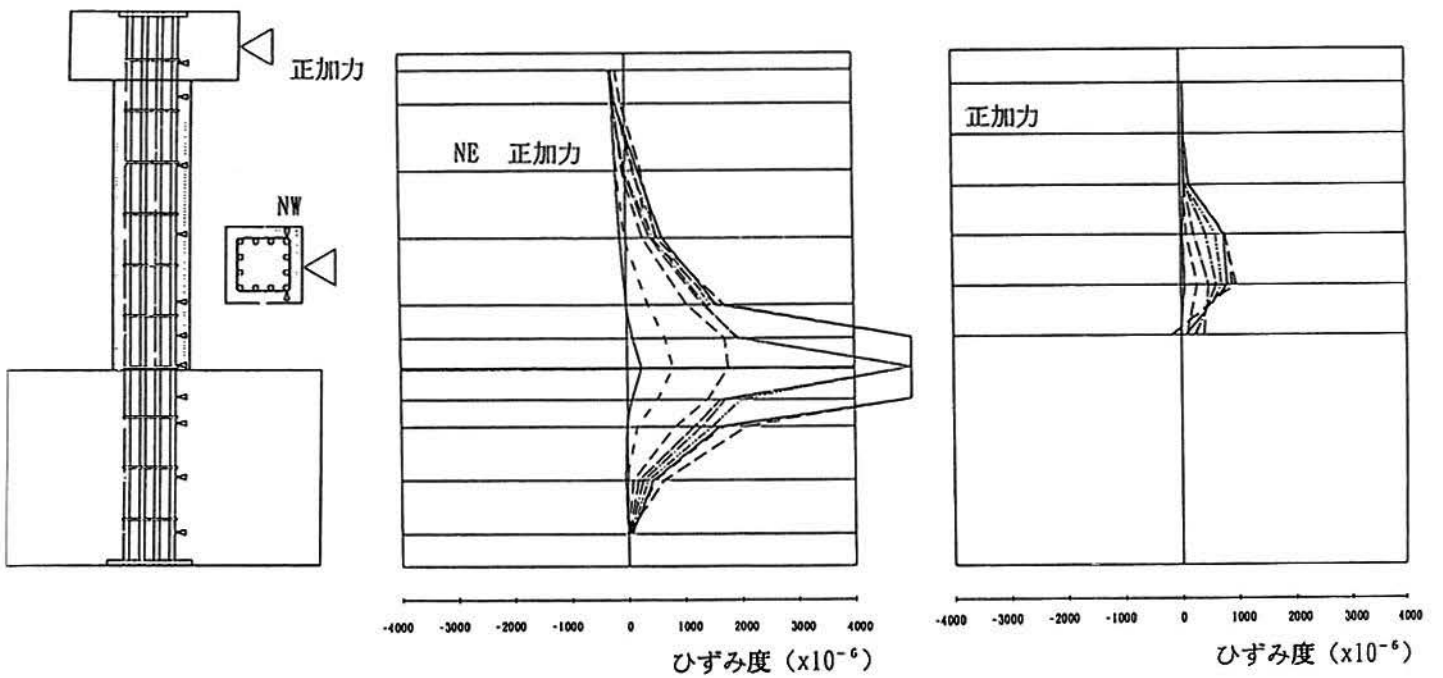


図5.3-4 各サイクル毎の主筋および帯筋における最大ひずみの柱軸方向分布(Case2-2)

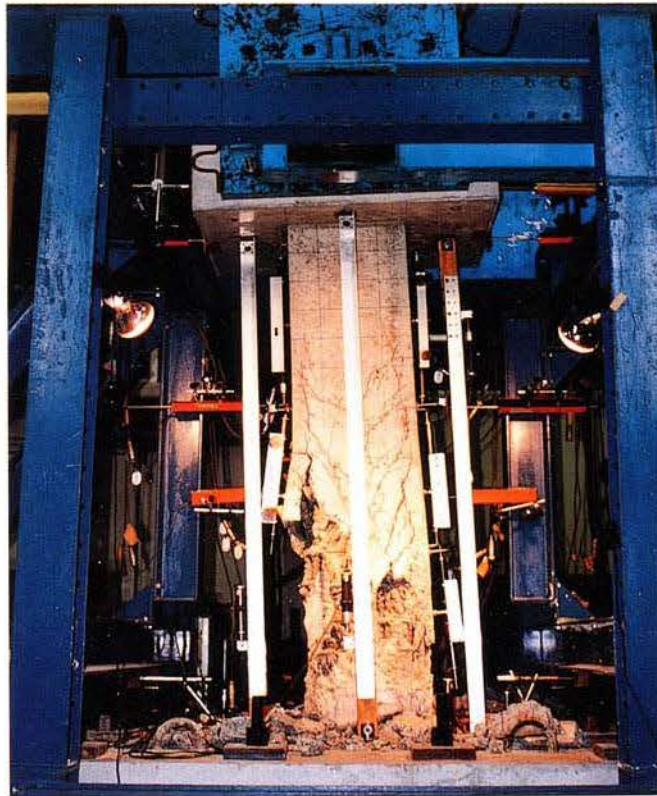
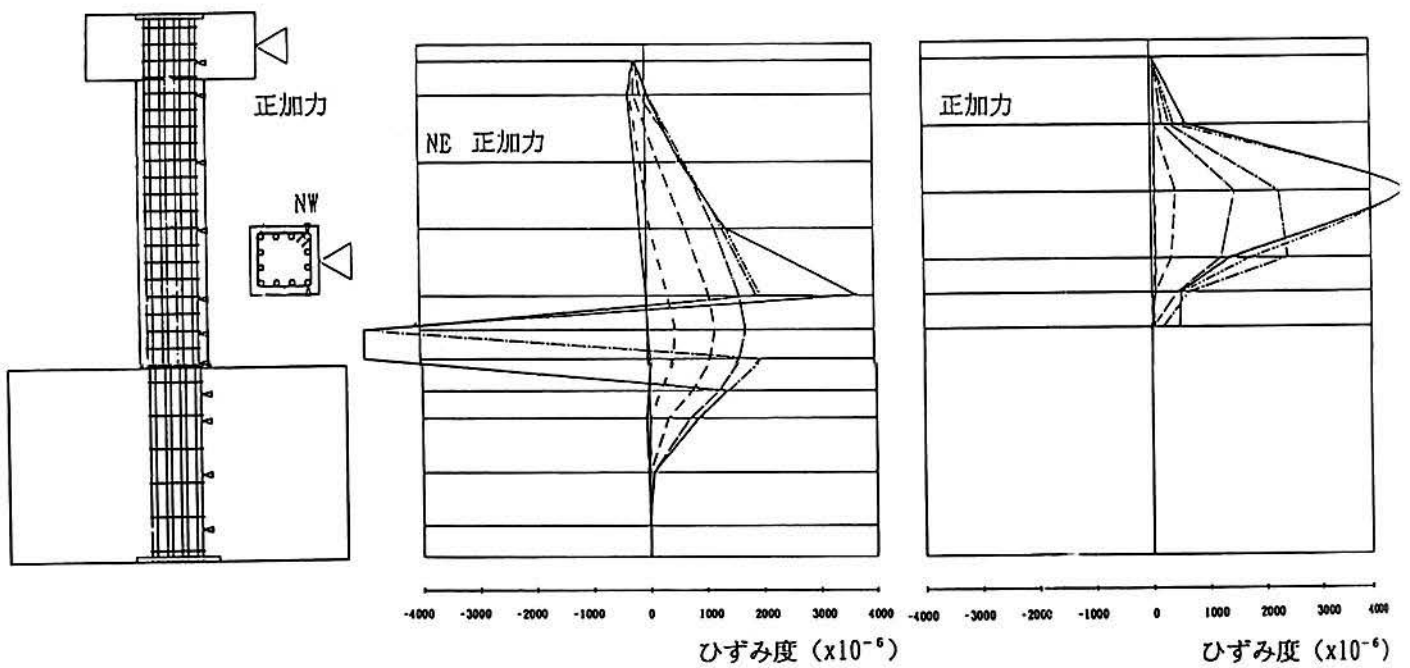


写真-4 最終破壊状態(Case3-1)



a)主筋ひずみ

b)帯筋ひずみ

図5.3-5 各サイクル毎の主筋および帯筋における最大ひずみの柱軸方向分布(Case3-1)

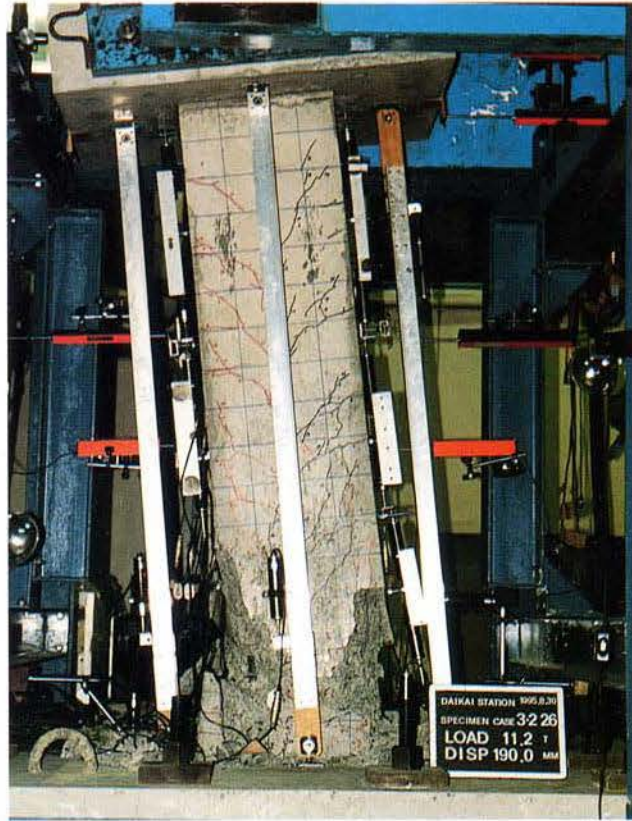
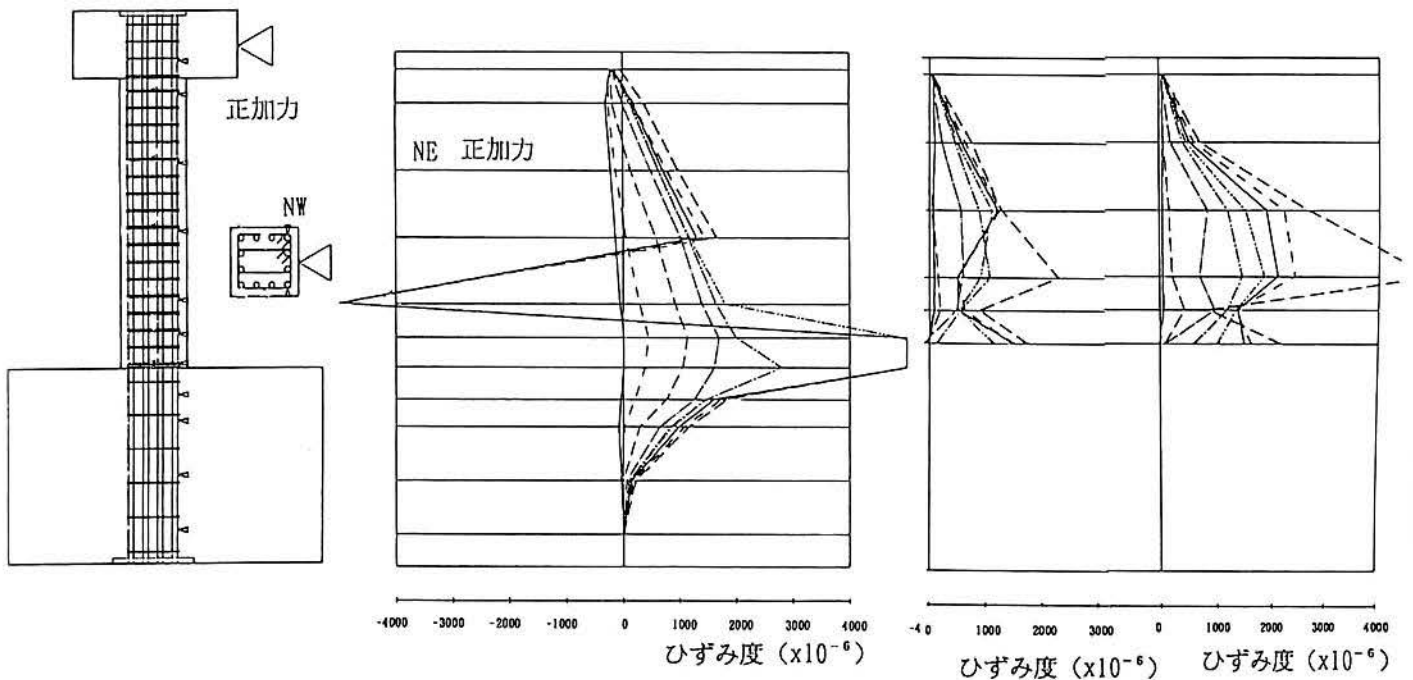


写真5.3-5 最終破壊状態(Case3-2)



a)主筋ひずみ

b)帯筋ひずみ

図5.3-6 各サイクル毎の主筋および帯筋における最大ひずみの柱軸方向分布(Case3-2)

5.3.2 鋼管のひずみ状況

鋼管のフランジの柱軸方向のひずみ成分に関する各サイクルの圧縮側と引張り側の最大値分布を図5.3-7に示す。圧縮側(正加力時)では、軸方向ひずみが変形角の増大により大きくなり、最大で1400 μ 程度の値となっている。引張り側(負加力時)では、実験を通じてひずみは100~300 μ 程度と小さく、曲げ引張応力を負担していないことが認められる。

次に、フランジの軸方向ひずみより求めた鋼管に作用した曲げモーメントの推移を各加力サイクルのピク毎に図5.3-8に示す。曲げモーメントは、正負ピク時の鋼管のひずみより得られる中立軸とその軸周りの圧縮応力に関するモーメントとして求めた。これより、Case2-1では最大で約30 $\text{tf}\cdot\text{m}$ 、Case2-2では40 $\text{tf}\cdot\text{m}$ であり、実験の最大曲げモーメント(Case2-1;71.6 $\text{tf}\cdot\text{m}$,Case2-2:94.6 $\text{tf}\cdot\text{m}$)の5割程度の値となっており、耐力に大きな影響を及ぼしていることが認められる。

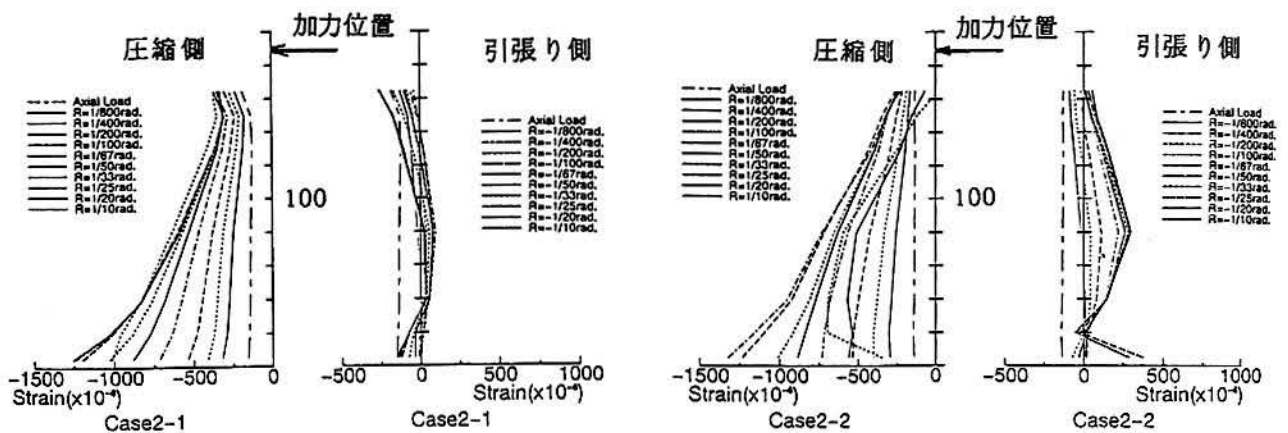


図5.3-7 鋼管に発生する各サイクルのひずみ状況(柱軸方向)

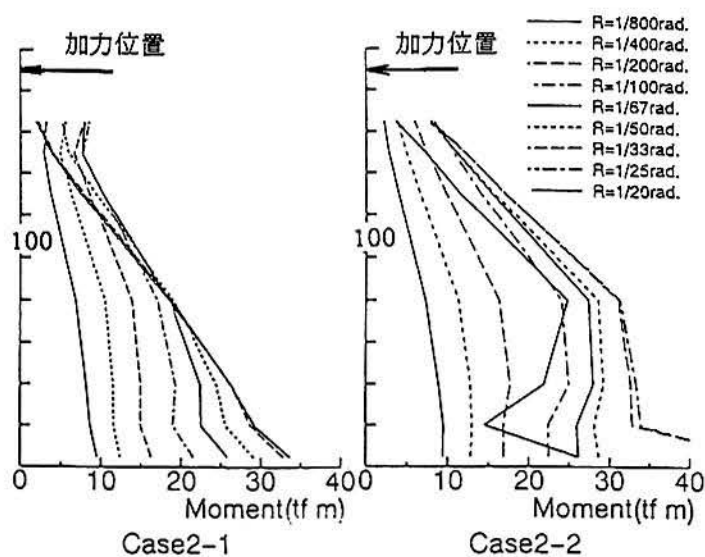


図5.3-8 鋼管に発生する各サイクル毎の最大曲げモーメント

5.4 耐力の比較

実験により得られた最大荷重と種々の計算手法に基づく終局曲げモーメントより得られる最大荷重との比較を表5.4-1に示す。用いた手法は、基準類として鉄道構造物等設計標準・同解説(以後、鉄道標準と呼ぶ)、道路橋示方書(以後、道示と呼ぶ)および建築系の鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料(以後、終局強度設計資料と呼ぶ)の3種類、さらに、良く用いられている解析方法として、e関数法とファイバー解析(応力～ひずみ関係として六車式を使用)による手法の2つを用いた。Case2-1,2はいずれも図5.3-7に示した鋼管のひずみ特性に基づき圧縮側の鋼管のみを圧縮鉄筋として考慮して算出した。Case2-2を除き、いずれの評価手法も実験値との差異が1割程度とかなり小さいことが分る。

表5.4-1 実験および終局曲げモーメントより得られる最大荷重の比較

Case	実験値 (tf)	鉄道設計標準		道示 (ファイバー解析1)		終局強度設計資料		e関数法		ファイバー解析2	
		計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計
Case1	24.5	25.9	0.95	26.3	0.93	27.6	0.89	26.6	0.92	25.3	0.97
Case2-1	37.7	38.5	0.98	46.3	0.81	34.1	1.11	33.9	1.11	40.5	0.93
Case2-2	49.8	42.3	1.18	51.5	0.97	39.2	1.27	37.9	1.31	46.1	1.08
Case3-1	28.9	27.1	1.07	26.6	1.09	30.2	0.96	27.9	1.04	27.5	1.05
Case3-2	29.1	27.1	1.07	26.6	1.09	30.2	0.96	27.9	1.04	27.8	1.05

次に、終局せん断耐力より得られる最大荷重との比較を表5.4-2に示す。計算には、鉄道標準、道示、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、終局強度設計資料(以後、終局強度型指針と呼ぶ)の4種類を用いた。これより、Case1の鉄道標準に基づいた値を除き計算値は実験値と大きく異なり、ほとんど計算値がCase1を除き大きな値となっている。

表5.4-2 実験による最大荷重と終局せん断耐力の比較

Case	実験値 (tf)	鉄道標準		道示		終局強度設計資料		終局強度型指針	
		計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計
Case1	24.5	24.4 (0.94)	1.0	9.9 (0.37)	2.49	33.0 (1.2)	0.74	13.4 (0.49)	1.83
Case3-1	28.9	34.3 (1.27)	0.84	20.2 (0.76)	1.43	37.2 (1.23)	0.78	31.6 (1.05)	0.91
Case3-2	29.1	49.3 (1.82)	0.59	35.1 (1.31)	0.83	41.8 (1.38)	0.70	56.1 (1.85)	0.52

さらに、表5.4-2に合わせて示した終局せん断耐力と終局曲げモーメントより得られたそれぞれの最大荷重の比より、Case1を除きその値はほぼ1.0以上であり破壊モードが曲げ破壊型であることを示している。しかし、実験ではCase3-1も曲げせん断破壊を示している。このことから、比較的高い軸力下でのせん断破壊の可能性の評価としてこの最大荷重

比を用いる場合にその値に注意が必要であろう。

最後に、復旧柱のCase2-1,2の耐力はCase1に対して、それぞれ1.5、2.0倍とかなり向上していることが分る。

5.5 変形性能の比較

5.5.1 柱自体の変形性能

まず、脚部に取りつけた変位計より算出した脚部回転による変形が全体変形に占める割合の推移を図5.5-1に示す。さらに、全体変形に占める鉄筋の拔出しによる変形の割合の推移を図5.5-2に示す。ここで、鉄筋の拔出しによる変形は、スタブ部分の鉄筋の拔出しによる脚部回転量から、それが全体変形に及ぼす影響を計算したものである。鉄筋の拔出し量はスタブ部分の主筋のひずみを積分して算定している。これより、各ケースの鉄筋の拔出しによる変形は、最大荷重付近までほぼ荷重とともに増大し、全体変形に占める割合が大きいことが分る。さらに、それ以降は拔出し量の増大はなく、試験体部分だけが変形することが認められる。このため、最大荷重までの変形を評価する場合には、鉄筋の拔出しによる影響を考慮する必要がある。ところで、Case2-1,2における角形鋼管自体の曲げに起因する柱の変形量は、鋼管フランジ側のひずみより変形の小さい間は比較的大きいが、最大3.0mm、4.5mm程度と柱の変形が大きくなるにつれ非常に小さな値となっている。

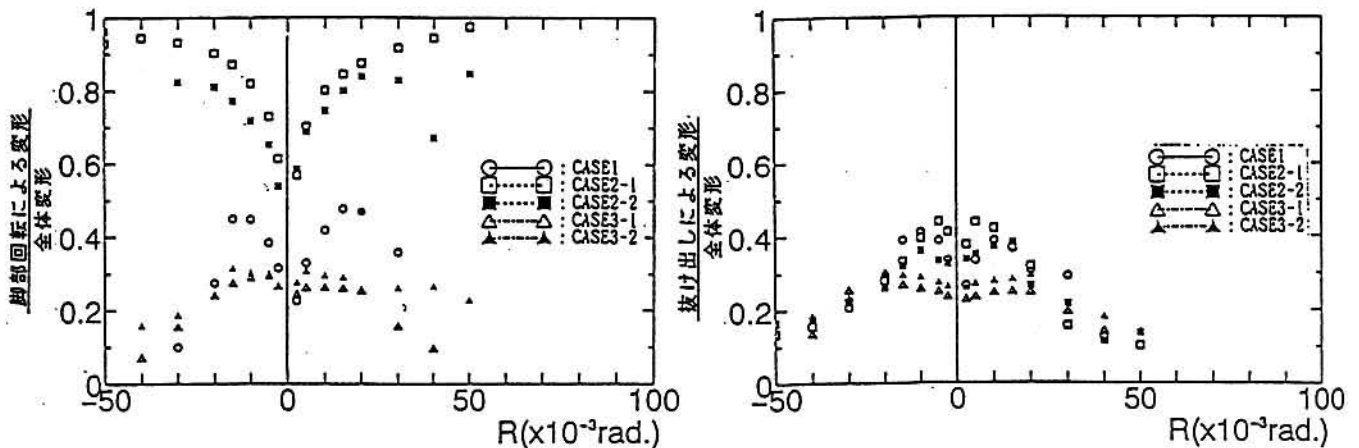


図5.5-1 全体変形に占める脚部回転の影響 図5.5-2 全体変形に占める鉄筋拔出しの影響

5.5.2 各ケースの靱性率

各ケースにおける変位サイクルのピークを連ねた図5.5-3のせん断力-水平変形関係より靱性率を算出し、それに関する鉄道設計標準、町田ら²⁾および桧貝ら³⁾の評価式に基づく計算値との比較を行う。図中のせん断力は軸力による付加モーメントの影響を考慮した値である。実験による靱性率を算出する際、降伏変位は、i)主鉄筋が引張りまた圧縮降伏した

際の変位 δy_1 , ii)最大荷重に達した際の変位 δy_2 , 終局変位は破壊時の載荷変位, また破壊していないケースについて最大載荷変位とした. これら終局変位における荷重はいずれのケースも最大荷重の80%以上の値であり, 既往の評価式の定義である鉄道設計標準および栓貝式による降伏荷重時の変位と町田による最大荷重の80%の荷重時の変位と異なっている. しかし, 本実験では降伏荷重と最大荷重は同程度の値であることから, ここで用いた終局変位は既往の既往の評価式における定義の中間的値となっていると考えられる. さらに, 本実験で用いた柱の諸条件のうち引張り鉄筋比および軸応力はこれら評価式の適用範囲外の値となっている.

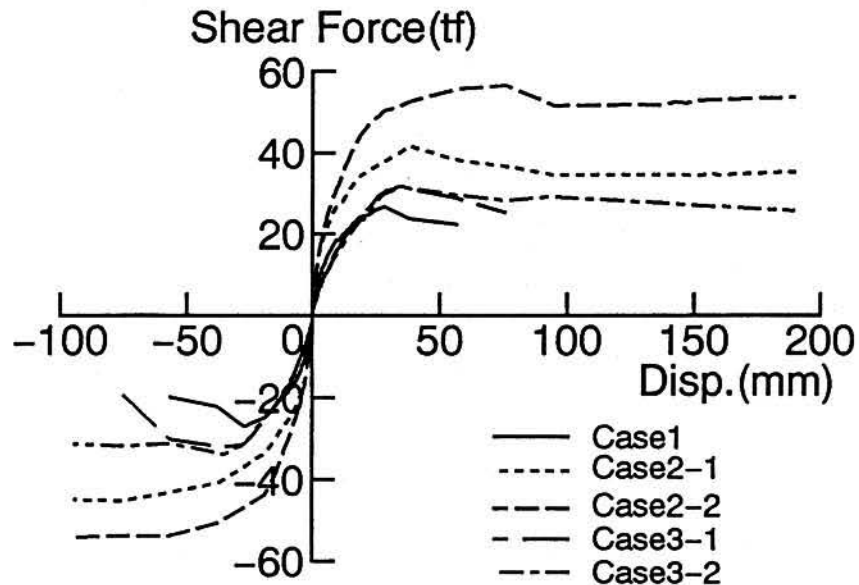


図5.5- 3 各ケースのせん断力～変位関係のピーク包絡線

表5.5-1 各ケースの靱性率と各種評価式の比較

Case	実験値					鉄道設計標準		町田式		栓貝式	
	終局変位 (mm)	靱性率1		靱性率2		計算値	実/計 上段: μ_1 下断: μ_2	計算値	実/計 上段: μ_1 下断: μ_2	計算値	実/計 上段: μ_1 下断: μ_2
		δy_1	μ_1	δy_2	μ_2						
Case1	57.	-	-	27.06	2.1	2.10 (44.4)	- 0.84	(0.71)	- 2.85	2.96	- 0.68
Case2-1	190.以上	51.64	3.68以上	38.26	4.97以上	-	-	-	-	-	-
Case2-2	190.以上	26.12	7.27以上	57.01	3.33以上	-	-	-	-	-	-
Case3-1	76.	27.15	2.80	34.32	2.21	3.93 (99.0)	0.60 0.48	2.99	0.94 0.74	9.08	0.31 0.24
Case3-2	190.以上	34.39	5.52以上	34.39	5.52以上	7.87 (190.5)	0.54 0.54	6.03	0.92 0.92	16.8	0.33 0.33

*ここで鉄道構造物等設計標準における靱性率の計算値中の括弧内は終局変位を示している.

このように本実験条件は各評価式の適用範囲を越えているものの, Case3-1については町田式が比較的よい対応を示していることが分る. 一方, 鉄道設計標準において, 靱性率は実験値と異なっているが, 終局変位は実験値と比較的良く対応している.

最後に, 復旧された大開駅中柱Case2-1,2は載荷変位19cm, 水平方向の上下床版間の相

対変位に換算して38cm以上の変形能力を有している。これは、兵庫県南部地震における上下床版間の相対変位の推定値¹⁾の10倍以上の値であり、十分な耐震性を有していることが確認された。

5.6 まとめ

本報告では、大開駅において復旧した中柱の耐震性能を把握することを目的とし、復旧柱および被災を受けた既設柱を対象とした水平方向交番載荷実験を実施した。合わせて、現行基準類の課題を把握するため、それに基づいて設計した柱を対象とした水平方向交番載荷実験も実施した。その結果、以下のことが明らかとなった。

i)復旧された大開駅中柱の耐力は、被災柱と同様な配筋を有する柱に比べ1.5～2.0倍、変形性能は兵庫県南部地震における大開駅の上下床版間の相対変位の推定値に対して10倍以上の値を有している。

ii)既設柱の破壊性状は曲げせん断破壊である。

iii)現行基準類のうち作用軸力と柱の変形に応じてせん断補強筋の量を規程している建築仕様で設計された柱はそれを考慮していない場合に比べ変形能力が著しく向上している。

本実験で得られたCase1の変形性能は柱のコンクリートの強度や付着特性が被災を受けた既設柱と異なっている。被災を受けた既設柱の変形性能の推定結果については別途報告する予定である。

参考文献

- 1) 廣戸敏夫他, 梅原俊夫, 青木一二三, 中村晋, 江崎順一, 末富岩雄, 神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析, 土木学会論文集 No.537/I-35, p.p.303-320, 1996, 4
- 2) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦, 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.203-212, 1987
- 3) 桧貝勇, 二羽淳一郎, 岡村雄樹, 曲げ降伏後のせん断破壊に関する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, 9-2, pp.329-334, 1987