

論文 高強度鉄筋の使用が地中 RC 構造物の地震時応答に与える影響について

村田 裕志*1・福浦 尚之*2

要旨: 高強度鉄筋 SD490 を地中 RC 構造物に適用した場合の地震時挙動については十分に明らかにされていない。本研究では、地中ボックスカルバートを対象に、通常の SD345 を用いた場合と比較して解析的検討を行った。プッシュオーバー解析、地盤-構造連成動的解析を行い、高強度鉄筋 SD490 を用いた場合には RC 構造体の剛性が相対的に小さくなり降伏時の変形が大きくなること、ボックスカルバート (RC 構造体) の仕様は地震時変位応答に大きな影響は与えず、高強度鉄筋 SD490 を用いることで相対的な構造体の損傷が小さくなること示された。

キーワード: 高強度鉄筋, SD490, 地中ボックスカルバート, 地盤-構造連成動的解析

1. はじめに

高強度鉄筋は建築構造物, 土木地上構造物に適用が進んできている¹⁾。しかし、杭基礎などへの適用²⁾を除いて地中 RC 構造物への適用の例はほとんどなく、その適用性、高強度鉄筋を用いることによる影響に関しては十分な検討がされていない。

地中の RC 構造物の地震時挙動は、地上 RC 構造物と異なり地盤の挙動の影響を大きく受け、その影響度合いは周辺地盤と RC 構造物のせん断剛性関係によって異なるが、一般的に地盤の地震時せん断挙動に支配されているといわれている³⁾。

本報では、地中 RC ボックスカルバート構造を対象として、SD490 の高強度鉄筋の使用が地震時応答に与える影響について、一般的な鉄筋強度 SD345 を用いた場合との比較検討を静的非線形解析・動的非線形解析を用いて行い、高強度鉄筋の地中 RC 構造物への適用性について考察した。

2. 解析対象の設定

本報で対象とした 2 連ボックスカルバート及び地盤モデルを図-1 に示す。地盤条件は II 種地盤⁴⁾を想定し、GL-17m に工学的基盤面 ($V_s=500\text{m/sec}$) を設定し、地表面に向かって初期せん断剛性 (G_0) を低下させて 5 層に分割した。地盤物性を表-1 に示す。また、動的解析を行う際に必要となる地盤のせん断剛性のひずみ依存特性 ($G/G_0 \sim \gamma$ 関係) については図-2 に示すように、簡略化して全ての土層について同じ曲線を仮定した。

地中 RC 構造物は、軸心寸法 $5\text{m} \times 5\text{m}$ の断面を 2 断面有する 2 連ボックスカルバートとし、設置位置は GL-10m (土被り 5m) とした。一般的な強度の異形鉄筋 SD345 とコンクリート強度 $f'_c = 30\text{N/mm}^2$ を用いた場合の断面仕様を基本ケースとし、表-2 および図-3 に示すように

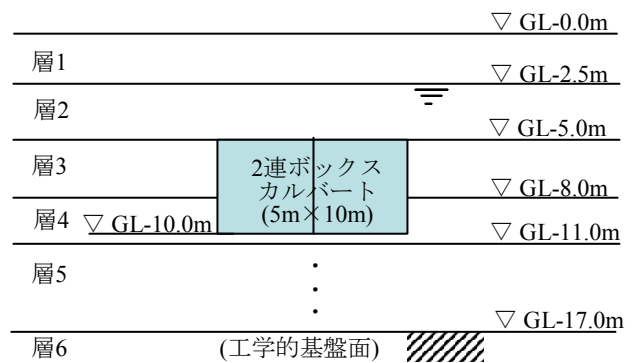


図-1 解析対象

表-1 地盤物性

土層	深度 [GL.m]	単位体積重量 γ [kN/m ³]	せん断波速度 V_s [m/sec]	せん断弾性係数 G_0 [N/mm ²]	ポアソン比
1	2.5	19	100	19.4	0.333
2	5.0	19	150	43.6	0.490
3	8.0	19	200	77.5	0.490
4	11.0	19	250	121.1	0.490
5	17.0	19	300	174.4	0.490
6	31.0	20	500	509.9	0.490

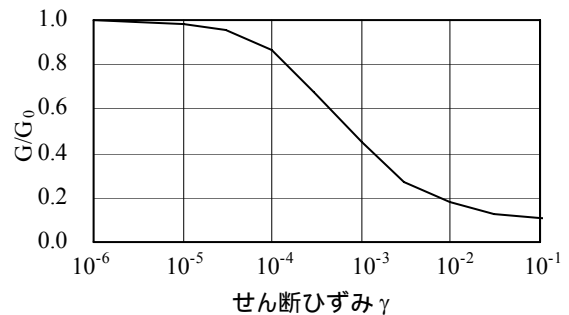


図-2 地盤の非線形特性

*1 大成建設(株) 技術センター土木技術研究所土木構工法研究室土木構造チーム 博(工) (正会員)

*2 大成建設(株) 技術センター土木技術研究所土木構工法研究室土木構造チームチームリーダー 博(工) (正会員)

表-2 2連ボックスカルバート諸元

	鉄筋材質	コンクリート強度[N/mm ²]	部材厚[mm]			軸方向鉄筋比[%]		
			側壁	隔壁	頂底板	側壁	隔壁	頂底板
基本ケース	SD345	30	500	450	550	1.60	1.60	2.00
比較ケース 1	SD490	30	500	450	550	1.08	1.10	1.52
比較ケース 2	SD490	40	420	380	460	1.60	1.60	2.00

ヤング係数は、鉄筋：200kN/mm²、コンクリート：28kN/mm² ($f_c'30$)、31kN/mm² ($f_c'40$)
鉄筋の降伏強度は、SD345：345N/mm²、SD490：490N/mm²

設定した。側壁、隔壁、頂底板厚さをそれぞれ 500mm、450mm、550mm とし、軸方向鉄筋比をそれぞれ、1.6%、1.6%、2.0% とした。実際の地中構造物には常時に土水圧が作用することにより内外側の配筋仕様は異なるのが一般的であるが、本報の目的に与える影響は少ないと考え、簡略化して内外側等量配置とした。

高強度鉄筋 SD490 を用いた場合として、2つの断面諸元を設定した。鉄筋強度の影響を比較するために、両ケースとも、各部材の曲げ降伏モーメントが基本ケースと同じになるように設定した。比較ケース 1 は部材の壁厚を変化させずに鉄筋量を減らし、比較ケース 2 は軸方向鉄筋比を変化させずに壁厚を減らした。比較ケースの断面仕様を表-2 に示す。比較ケース 2 については部材厚を小さくすることによる圧縮縁ひずみの増加が大きいことから、コンクリート強度を $f_c' = 40\text{N/mm}^2$ とした。各ケースにおける各部材の曲げ降伏モーメント設定時の軸力については、側壁・隔壁については土被り荷重を各部材の分担幅で割った荷重 (261kN/m、475kN/m) とし、頂底板の軸力は 0 とした。鉄筋配置は内外 1 段配置とし、芯かぶりは 0.2H (H：部材厚) とした。

設定した地盤条件及び 2 連ボックスカルバート構造諸元に対して、まず、2 連ボックスカルバートのプッシュオーバー解析を行い、基本構造性能を比較検討した上で、動的地震応答解析を行い、地震時挙動について検討を行った。解析には、鉄筋コンクリートの非線形有限要素解析プログラム COM3³⁾を用いた。

3. プッシュオーバー解析による検討

3.1 解析条件

2 連ボックスカルバートのみを対象として、プッシュオーバー解析を行った。図-4 に解析モデルを示す。奥行き 1m についてボックスカルバートをシェル要素でモデル化した 3 次元モデルであるが、奥行き方向の変形を拘束することで、2 次元挙動に着目する解析とした。底板部の節点を全て固定し、頂版の強制変形を 70mm まで漸次与えた。加力位置については、ボックスカルバートの耐震性の検討として一般的な手法の一つとして、頂版の両端部に強制変形を作用させた。要素分割は次章にて

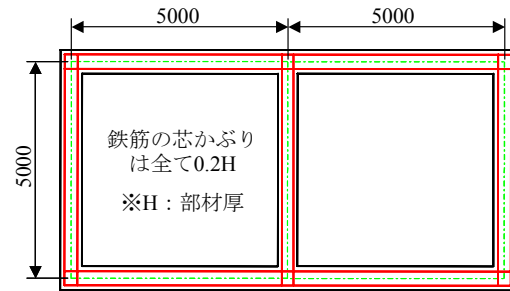


図-3 ボックスカルバート断面

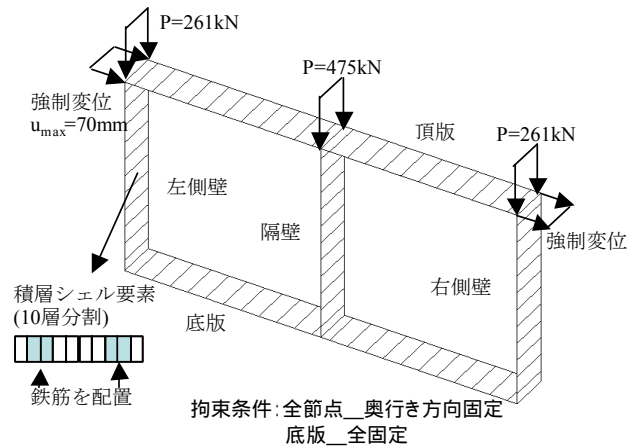


図-4 プッシュオーバー解析モデル

実施する地盤-構造連成動的解析のモデルも考慮して設定した。構造諸元については表-2 の通りである。RC 構造体は 4 節点非線形積層シェル要素でモデル化した。この要素は、壁厚方向を積層に分割し、各層内の 2 次元ひずみ状態よりコンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏等を伴う非線形挙動を考慮した 2 次元応力を算定し、壁厚方向に区分積分することでシェル要素の断面力一般化ひずみ (軸ひずみ、曲率) 関係を構成するものである。これより、軸力の変動による曲げ降伏モーメントの非線形性も要素内で自動的に考慮される。面外せん断変形に関しては、弾性挙動である。本解析では、壁厚方向に 10 層に分割し、外側より 2,3 層目に鉄筋が配置されているとした。RC 部材のテンションスティフニングに影響を与えるコンクリートの引張軟化係数 C は、配置された鉄筋の付着影響範囲を考慮⁶⁾した上で簡略化して、各解析ケース、角部材および各層同一とし、 $C=0.55$ とした。また、部材交差部の剛域は考慮せず、解析上の各部材長は

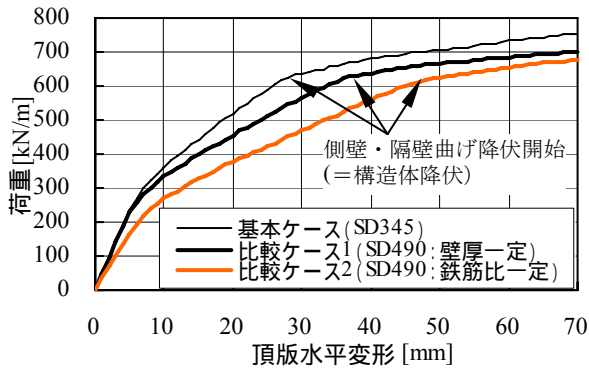


図-5 荷重-変位関係

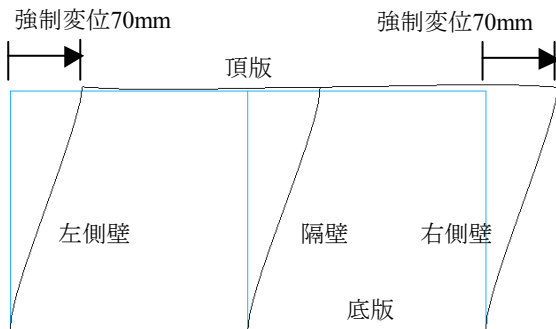


図-6 変形状況 (基本ケース：解析終了時)

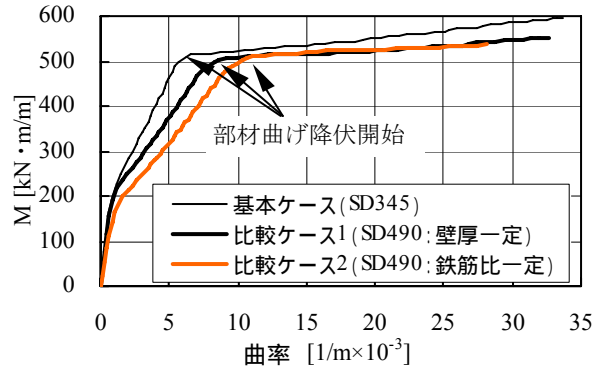
部材厚を無視した 5m で統一して結果を比較することとした。

3.2 解析結果及び考察

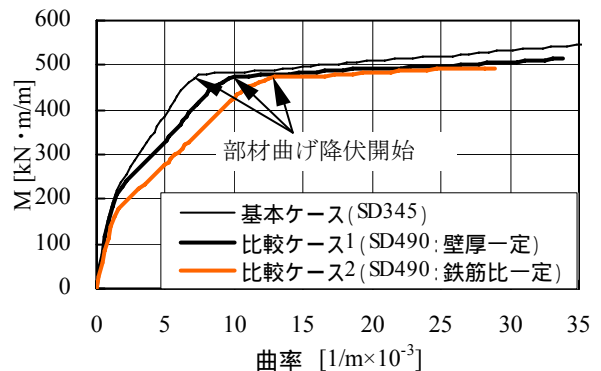
荷重-頂版水平変位関係を図-5 に、基本ケースについて解析終了時の変形状態を図-6 に、側壁・隔壁の付根部の曲げモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係を図-7 に示す。本解析では、頂底版の壁厚・軸方向鉄筋比が側壁・隔壁に比べて大きいことで、頂底版に曲げ降伏が発生せず、側壁・隔壁のみに曲げ降伏が生じた。

3 つの解析ケースともに、側壁と隔壁がほぼ同時に曲げ降伏し、RC 構造体として降伏に至っている。

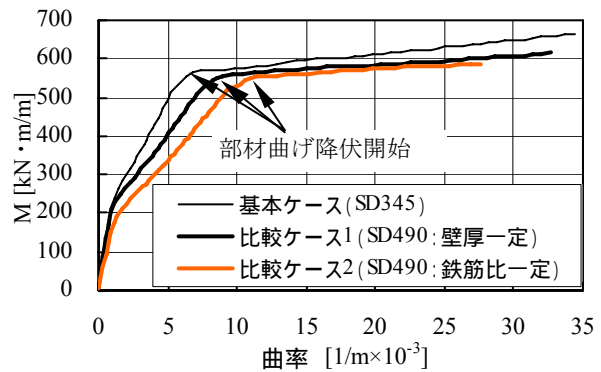
図-5、7 より、基本ケース (SD345) と比較ケース 1 (SD490, 壁厚一定) を比較すると、壁厚が同じであることから初期剛性は同じであるが、ひび割れ発生以降、比較ケース 1 のほうが剛性は小さくなり、そして構造体の降伏に至っている。構造体降伏時の水平変形はそれぞれ 27mm, 35mm であり、高強度鉄筋 SD490 を用いた比較ケース 1 のほうが 30%大きくなっている。これは、高強度鉄筋 SD490 を用いることで、曲げ降伏時の鉄筋応力を大きくとることができ、同じ曲げ降伏モーメントとするための鉄筋量が少なくなることにより、モーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係における M_y 時の曲率 ϕ_y が大きくなっていることによる。比較ケース 2 では軸方向鉄筋比を一定としたまま壁厚を減少させていることから、鉄筋量・壁厚の両方が減少していることで、初期剛性及びひび割れ後の剛性の低下程度は比較ケース 1 よりも、より大き



a) 左側側壁下部



b) 隔壁下部



c) 右側側壁下部

図-7 曲げモーメント-曲率関係

くなっている。構造体降伏時の水平変形は 47mm であり、通常鉄筋 SD345 を用いた基本ケースより 74%大きくなっている。

このように、高強度鉄筋 SD490 を用いた場合、同じ降伏荷重を得るための壁厚・鉄筋量が小さくなることから RC 構造体全体としての剛性は小さくなることが示された。この剛性の違いが地中 RC 構造物の地震時挙動に与える影響について次章にて検討する。

4. 地盤-構造連成動的解析による検討

4.1 解析条件

2 連ボックスカルバートと周辺地盤をモデル化し、直接積分法による時刻歴地盤-構造連成動的解析を行った。図-8 に解析モデルを示す。奥行き 1m について地

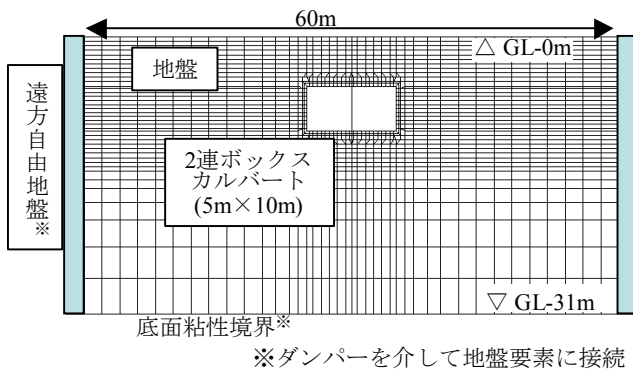


図-8 動的解析モデル

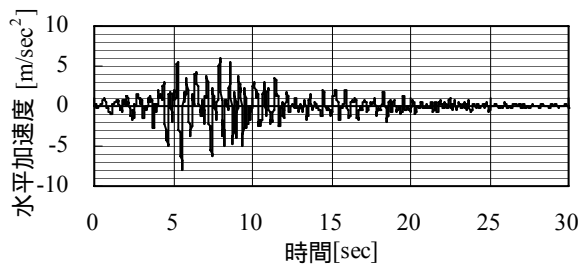


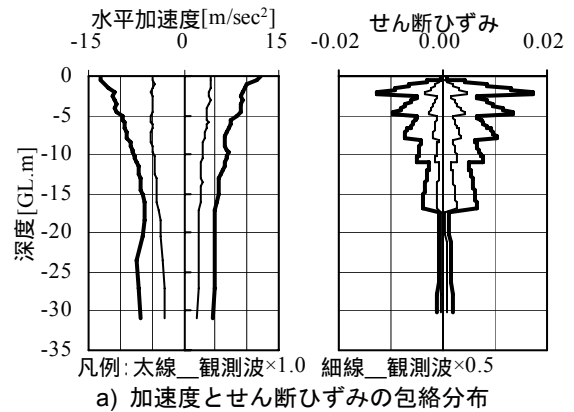
図-9 入力地震動

盤をソリッド要素、ボックスカルバートをシェル要素でモデル化した3次元モデルであるが、奥行き方向の変形を拘束することで、2次元挙動に着目する解析とした。ボックスカルバートに対して十分広い範囲の地盤をモデル化し、側方の地盤境界として、十分遠方の地盤挙動が再現できるようにダンパーを介して一般地盤部の1000倍の物性値とした自由地盤要素に連結した。底面はGL-31mまでモデル化し、その下面を粘性境界（ダンパー要素）として下端に2E波として地震動を与えた。

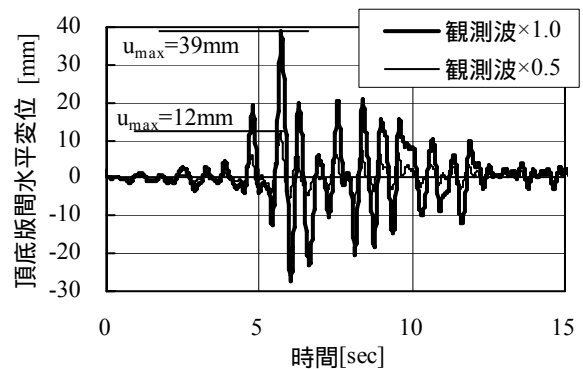
地盤要素の非線形特性は図-2の通りであり、地盤のせん断剛性のひずみ依存特性 ($G/G_0 \sim \gamma$ 関係) を反映した非線形なせん断応力-せん断ひずみに従い、内部ループは *masing* 則に従う。ボックスカルバートの非線形特性は、前章で用いたものと同じである。また、地盤とボックスカルバート間のモデル化については、剥離・滑りを考慮できるジョイント要素によるモデル化を行うことでより実際に近い挙動となると考えられるが、本報においては完全付着として、解析結果を比較することとした。

解析ステップは、まず、側方は鉛直ローラー、底面は水平ローラーとして変形拘束した状態で自重解析を行い、その後、地震波入力を行うと同時に自重解析時の変形拘束条件を取り除いた。

入力地震動は、図-9に示す兵庫県淡路大震災における神戸海洋気象台でのNS方向観測波を用いた。解析ケースは、ボックスカルバート構造に関して3ケース（基本ケース、比較ケース1, 2）、入力地震動に関して2ケース（観測波の水平加速度を1.0倍、0.5倍）をパラメー



a) 加速度とせん断ひずみの包絡分布



b) 頂底版位置での相対変位の時刻歴（主要動部分）

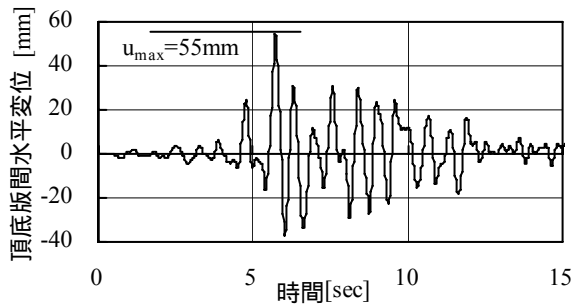
図-10 遠方自由地盤の応答

タとして計6ケース実施した。

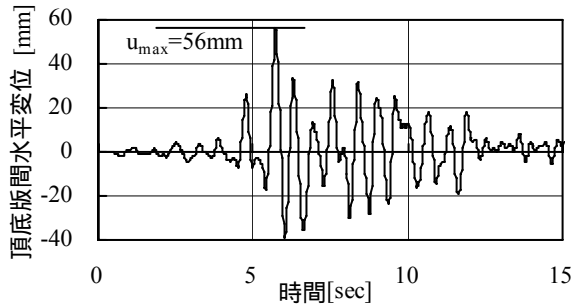
4.2 解析結果及び検討

各入力地震動に対する遠方自由地盤の応答を図-10に示す。観測波をそのまま用いたケースではボックスカルバート設置深度 (GL-10m) 以浅で0.5~2%程度のせん断ひずみが生じており大きな剛性の低下が生じており、地表面の応答加速度も1.3G (G:重力加速度) と大きい。ボックスカルバート頂底版に相当する深度での変形差は39mmであり、層間変形角では1/130である。これに対し、観測波の加速度を0.5倍としたケースでは非線形性が小さいことからせん断ひずみ、応答加速度、変形ともに、0.5倍以下になっている。

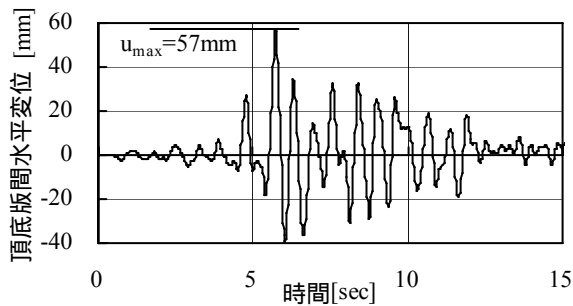
図-11, 12に、主要動部分について、各ケースでの隔壁部における頂底版間の相対水平変位の時刻歴を示す。各入力地震動に対する3つのボックスカルバート仕様の最大応答はそれぞれ55mm, 56mm, 57mm（基本ケース、比較ケース1, 2: 観測波×1.0）、16mm, 17mm, 18mm（同順: 観測波×0.5）であり、ボックスカルバート仕様による差が小さいことがわかる。これより、地中RC構造物の挙動が主に地盤挙動に支配されていること³⁾が示されている。図-13に示す頂底版間の相対水平変位最大時の地盤・ボックスカルバートの変形状況からもこのことが示される。また、本解析においては、隔壁部の相対変形は自由地盤部よりも大きくなっているが、これは、



a) 基本ケース (SD345)

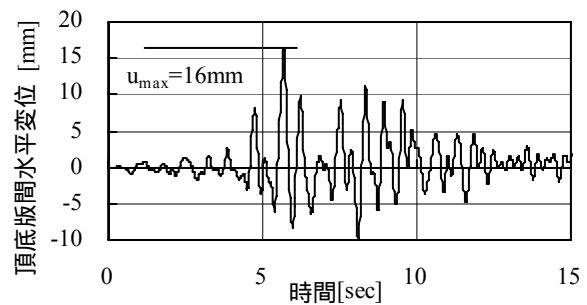


b) 比較ケース 1 (SD490 : 壁厚一定)

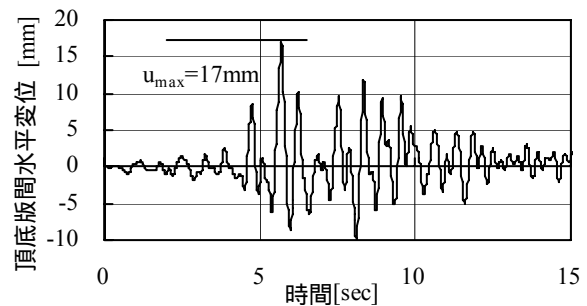


c) 比較ケース 2 (SD490 : 鉄筋比一定)

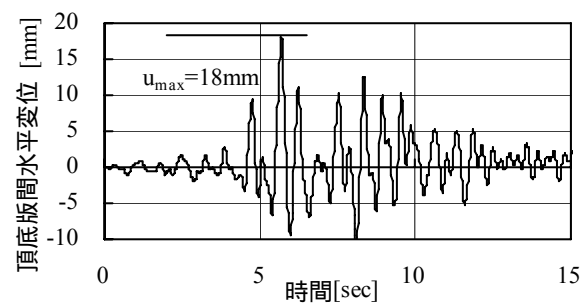
図-11 頂底板間変位の時刻歴 (観測波×1.0:主要動部)



a) 基本ケース (SD345)



b) 比較ケース 1 (SD490 : 壁厚一定)



c) 比較ケース 2 (SD490 : 鉄筋比一定)

図-12 頂底板間変位の時刻歴 (観測波×0.5:主要動部)

ボックスカルバート全体のせん断剛性が周辺地盤のせん断剛性より小さいことによるものである。

前章のプッシュオーバー解析での荷重-頂版水平変位関係(図-5)より、同じ変位が生じた状態では高強度鉄筋 SD490 を用いた比較ケースのほうが RC 構造体としての損傷が小さくなっているといえる。これは、降伏が生じる前の状態に着目した場合には降伏変位に対する余裕度が大きく、降伏が生じた後の状態に着目した場合には応答塑性率が小さくなっているからである。

図-14, 15 に左側壁の付根部の曲げモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係の時刻歴を示す。観測波をそのまま用いた場合、SD345 を用いた基本ケースでは側壁付根部で $4.0\phi_y$ (ϕ_y : 降伏曲率) の曲率が生じているのに対し、高強度鉄筋 SD490 を用いた比較ケース 1, 2 ではそれぞれ $3.1\phi_y$, $2.3\phi_y$ の曲率であり、降伏曲率 ϕ_y に対する比率が小さくなっている。なお、安全性については、SD490 の高強度鉄筋を用いた部材の変形性能の評価と、これが構造物の耐震性能に与える影響について地上構造物に対して検討されており¹⁾、今後、地中構造物においても検討が必要

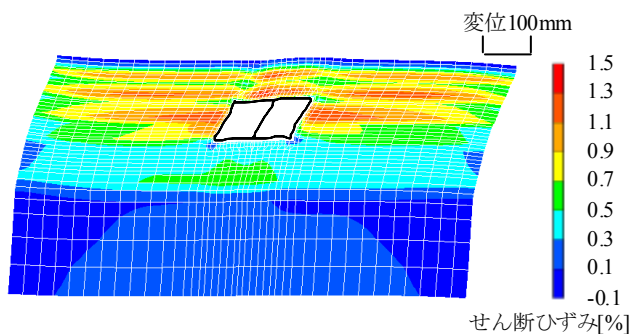


図-13 地盤・カルバートの変形状況 ($t=5.72\text{sec}$)

である。

0.5 倍の観測波を用いた場合では、全ケースにおいて各部材は降伏に達していない。側壁付根部での各ケースにおける降伏曲率 ϕ_y に対する比率は 0.85, 0.77, 0.68 (基本ケース, 比較ケース 1, 2) であり、高強度鉄筋 SD490 を用いた比較ケースのほうが降伏曲率 ϕ_y に対して小さな応答になっていることがわかる。

これらの解析結果より、地中ボックスカルバート構造

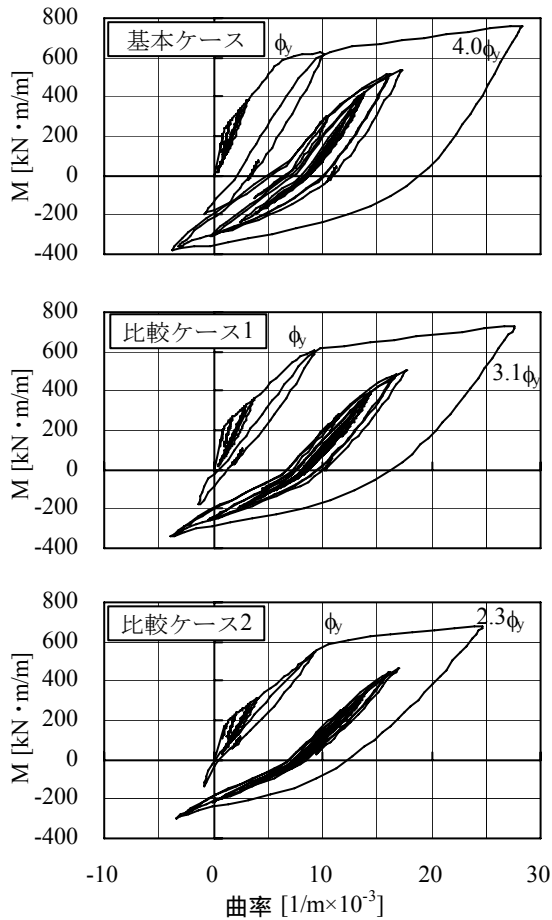


図-14 曲げモーメント-曲率関係 (観測波×1.0)

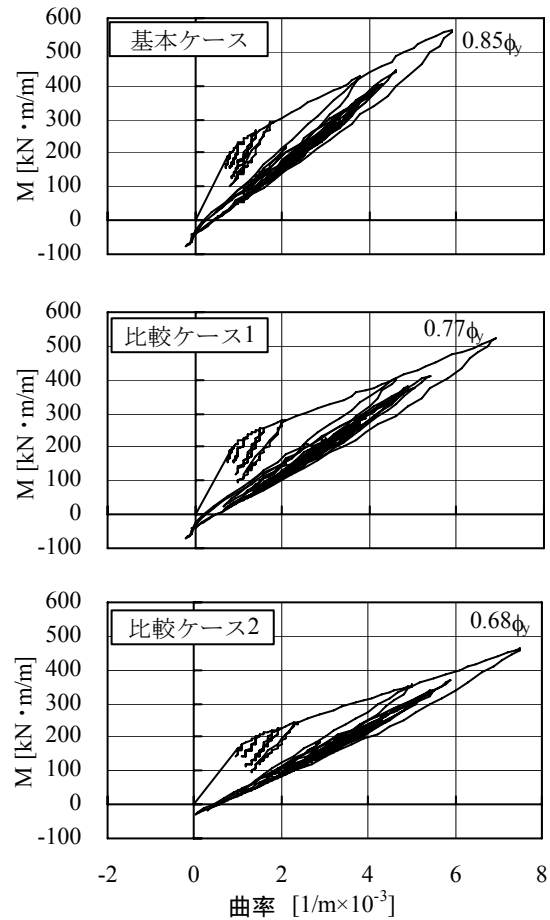


図-15 曲げモーメント-曲率関係 (観測波×0.5)

に高強度鉄筋 SD490 を適用することで、ボックスカルバート自体の変形挙動が大きく変化することがないことが示された。また、ボックスカルバートの変形が大きく変化しないことで、RC 構造体自体の損傷が通常強度の鉄筋 SD345 を用いた場合に比べて相対的に損傷が小さく抑えられることが示された。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 地中の 2 連ボックスカルバートを対象に、通常強度の鉄筋 SD345 と高強度鉄筋 SD490 を用いて各部材の曲げ降伏モーメントが同じになるように断面仕様を設定し、プッシュオーバー解析を行った。これより、高強度鉄筋 SD490 を用いることで、ボックスカルバート構造体の剛性が小さくなり、RC 構造体降伏時の頂底板の変形差は大きくなることが示された。
- (2) 入力地震動と断面仕様をパラメータとした地盤-構造連成動的解析を行い、通常鉄筋・高強度鉄筋を用いた RC 構造体の応答変位の差は小さいことが示された。また、ボックスカルバートの変形が大きく変化しないことで、RC 構造体自体の損傷が通常強度の鉄筋を用いた場合に比べて相対的に損傷が小さく抑えられることが示された。

これらの知見は本研究における解析条件下で得られたものであるが、高強度鉄筋 SD490 を用いることで地中 RC 構造物の設計合理化が図れることが期待される。今後は各種地盤・構造条件下での検討、および常時・地震時に地中 RC 構造物に要求される各種構造性能を考慮した検討が必要である。

参考文献

- 1) 仲谷邦博, 木村裕司, 上田喜史, 山脇正史: 高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(下), 橋梁と基礎, pp.41-49, 1999.1
- 2) 高崎秀明, 野澤伸一郎, 築嶋大輔, 近藤昭二: ストランド場所打ち杭工法の開発と施工事例, 基礎工, 379号, pp.72-75, 2005.2
- 3) 立石 章: 応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No.441/I-18, pp.157-166, 1992.1
- 4) 道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説, 日本道路協会, 2002
- 5) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON Press, London, 2003
- 6) 原子力発電所屋外土木重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル, 土木学会原子力土木委員会, 2005.6