

地点依存の動的解析による地震動の評価が構造物応答に及ぼす影響（その3：構造物の合理化評価）

東海旅客鉄道㈱ 正会員 〇増田 智哉 酒井 大央 實地 雄大 安原 真人

1. はじめに

鉄道構造物の耐震設計において地点依存の動的解析により地表面地震動を算定し、実現象に近い地表面地震動の評価を行うことで、鉄道の設計標準¹⁾に示される標準スペクトルを用いる場合に比べ構造物設計の合理化が図れる可能性がある。これに関して酒井ら²⁾、實地ら³⁾は、地点依存の動的解析から地表面地震動、弾性加速度応答・所要降伏震度スペクトルを算定し、標準地震動・スペクトルと比較を行った。その結果、当該区間において地点依存の地震動を評価することで構造物応答が低減することを明らかにした。一方で、地点依存の動的解析により算定されたスペクトルが構造寸法等の構造諸元に及ぼす影響については検討の余地がある。そこで、本検討では實地ら³⁾が算定した所要降伏震度スペクトルを用いて構造試設計を行い、標準スペクトルを用いた結果と比較することで構造物の合理化の程度を定量的に評価した。

2. 対象構造物及び検討条件

(1) 対象構造物

構造物は、図-1に示す橋長75.6mのPC2径間連続箱桁構造の橋りょうとし、中間橋脚(P3)を対象とした。当該橋脚の概要及び諸元は図-2、表-1に示す通り、橋脚高さ18.0mの杭基礎を有するRC構造である。なお、同表中のL方向、C方向はそれぞれ線路方向、線路直角方向を示している。

(2) 検討条件

検討は、構造部材の決定ケースであるL方向に対して設計標準¹⁾に示される静的非線形解析法により耐震照査(L1・L2地震動を対象)を行った。また、当該地盤はG2地盤であることから慣性力に対する照査を実施した。

検討ケースは、地点依存の動的解析の結果を基に實地ら³⁾が算定したスペクトルを適用したCase1及びCase2の2ケースを実施した。また、比較のために図-1、2、表-1に示す標準スペクトルを適用し常時・地震時の全ての照査を満足したケースをCase0とした。ここで、Case1は照査値の変化を評価するためにCase0から決定する構造諸元を変えずに適用するスペクトルのみを変更する。Case2は構造物の合理化の程度を評価するために、スペクトル及び構造諸元を変更し照査を実施する。なお、Case1、2は、實地ら³⁾が算定したスペクトルのうち、G2-A地盤の結果を適用した。

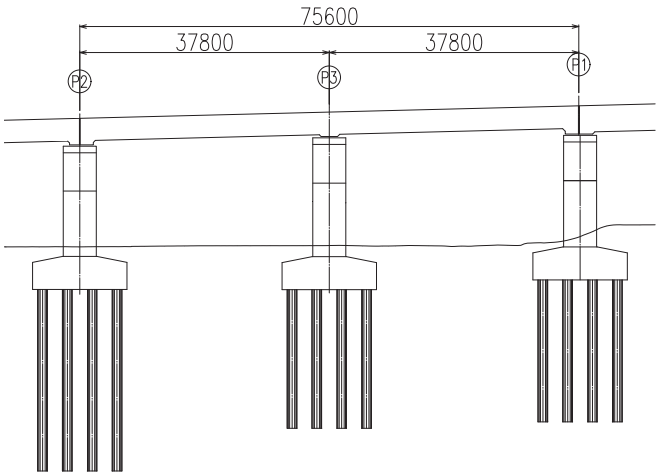


図-1 対象橋りょうの概略

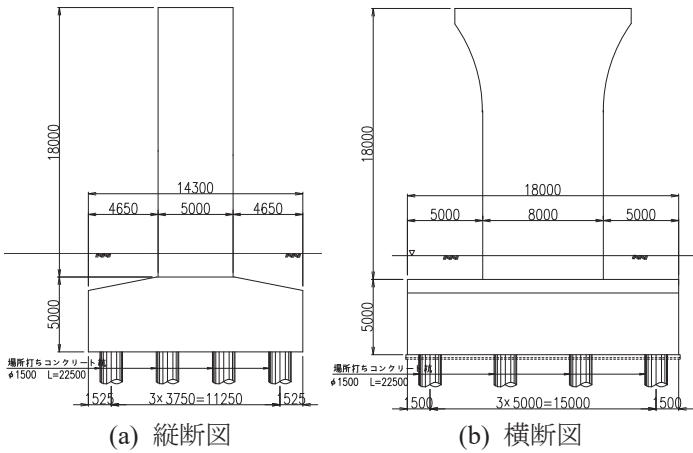


図-2 中間橋脚(P3)の概要

表-1 中間橋脚(P3)の諸元								
橋長 (m)	橋脚		フーチング				杭	
	高さ (m)	幅(m)		幅(m)		本数	径 (m)	長さ (m)
		L方向	C方向	L方向	C方向			
75.6	18.0	5.0	8.0	14.3	18.0	16	1.5	22.5

キーワード 地点依存、動的解析、静的非線形解析、所要降伏震度スペクトル、構造設計の合理化

連絡先 〒108-8204 東京都港区港南二丁目1番85号 JR 東海品川ビルA棟 中央新幹線建設部 TEL 03-6683-0717

3. 構造物の合理化の評価

(1) 荷重 - 変位関係及び最大応答の比較

図-3に各ケースの荷重 - 変位関係及び構造物の最大応答（L 方向）を、表-2に 応答値及び照査の結果（L 方向）を示す。同図表から Case0, Case1 の両者を比較すると、Case1 に實地³⁾が算定したスペクトルを適用することで、Case0 に対し応答塑性率 μ が 3.95 から 3.19 に約 20%低減し、最大応答変位が低減していることが分かる。

次に、Case2 の結果に着目すると Case2 は構造諸元を変更し合理化したことで、Case0, Case1 に比べ初期降伏震度が 0.325 から 0.308 に低下し荷重 - 変位関係が変化している。また、構造全体系の剛性が低下することで、Case1 に比べ応答塑性率が 3.19 から 3.27 に、等価固有周期 1.174 秒から 1.212 秒に増加している。

(2) 構造物諸元の比較

ここでは、地点依存の動的解析により算定したスペクトルを適用した場合（Case2）の構造物の合理化の程度を評価する。表-3に各ケースの橋脚、杭の寸法及び鉄筋量を示す。同表から Case2 は Case0・1 に比べ橋脚の C 方向寸法が変化することで、断面積が 19%低減している。一方で、杭については L1 地震動に対する基礎の安定で決定していることから寸法の変更はなかった。

次に、表-3の主筋鉄筋量について橋脚、杭及び両者の合計を比較すると、それぞれ 7%, 29%, 21% 低減していることが分かる。これらの結果から地点依存の動的解析により算定したスペクトルを適用し、地震時の構造物応答が低減することで構造物をスレンダー化することができ合理的な構造物設計を行えることが明らかになった。

4. おわりに

本検討では實地³⁾が算定した所要降伏震度スペクトルを用いて構造試設計を行い、標準スペクトルを用いた結果と比較することで構造物の合理化の程度を定量的に評価した。その結果、標準スペクトルに比べ地点依存の動的解析により算定したスペクトルを適用し、地震時の構造物応答が低減することで構造物をスレンダー化することができ合理的な構造物設計を行えることを確認した。

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，丸善出版，2012 年。2) 酒井 ほか：地点依存の動的解析による地表面地震動の評価が構造物応答に及ぼす影響（その 1），土木学会第 78 回年次学術講演会，2023 年。3) 實地 ほか：地点依存の動的解析による地表面地震動の評価が構造物応答に及ぼす影響（その 2），土木学会第 78 回年次学術講演会，2023 年。

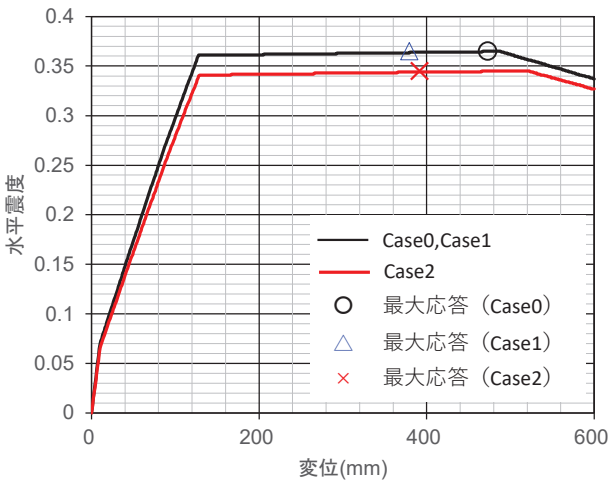


図-3 各ケースの荷重 - 変位関係及び最大応答（L 方向）

表-2 各ケースの応答値・照査の結果（L 方向）

照査項目			単位	Case0		Case1		Case2	
				橋脚	杭	橋脚	杭	橋脚	杭
等価固有周期			sec	1.174		1.174		1.212	
初期降伏震度			-	0.325		0.325		0.308	
等価降伏震度			-	0.345		0.345		0.326	
応答塑性率			-	3.95		3.19		3.27	
最大応答変位			mm	469.7		379.3		391.7	
最大応答震度			-	0.363		0.363		0.344	
L2地震 復旧性 曲げ	応答値	部材回転角	rad	0.0235	0.0008	0.0186	0.0008	0.0245	0.0009
	限界値	部材回転角	rad	0.0245	0.0042	0.0245	0.0042	0.0264	0.0040
	照査値 (γ _i =1.0)		-	0.96	0.18	0.76	0.18	0.93	0.22
	損傷レベル			2	1	2	1	2	1

表-3 各ケースの部材寸法，断面積，鉄筋量の比較

項目	単位	Case0・1		Case2	
		橋脚	杭(16本)	橋脚	杭(16本)
幅（L方向）	m	5.0	1.5	5.0	1.5
幅（C方向）	m	8.0	1.5	6.5	1.5
断面積	m ²	40.0	28.3	32.5	28.3
主筋鉄筋量	m ²	0.196	0.356	0.182	0.254
鉄筋量（合計）	m ²	0.552		0.436	