

既設フーチングの耐震性能評価

幸左賢二¹・服部匡洋²・篠原聖二³・佐々木達生⁴

¹正会員 Ph.D 九州工業大学名誉教授（〒658-0032 神戸市東灘区向洋町中3-1-5 2-1210）

²正会員 工博 阪神高速管理技術センター（〒541-0054 大阪市中央区南本町4-5-7）

³正会員 工博 阪神高速道路（株）（〒530-0005 大阪市北区中之島3-2-4 フェステパルタワー・ウエスト）

⁴正会員 工博 大日本コンサルタント（〒541-0058 大阪市中央区南久宝寺町3-1-8）

1. はじめに

過去に実施された道路橋示方書に基づくフーチングの照査結果によると半数を超えるフーチングが耐震性能を満足していないとの結果が報告されている。これを現在の供用中の70万に及ぶ橋梁に換算すると35万を超える橋梁が十分なフーチングや橋台の耐震性能を有していないことになる¹⁾。

道示に基づいたフーチングのレベル2地震時の曲げ・せん断照査は、柱と底版を剛体とみなして、図-1に示すように杭体の曲げ剛性、ならびに杭周辺の鉛直地盤抵抗バネと水平地盤抵抗バネに材料非線形を考慮した骨組みモデルを用いている。

具体的には水平方向に水平震度を増加させる静的漸増解析を用いて、橋脚柱の終局水平耐力に相当する水平震度における杭頭反力から力学的にフーチングの照査断面に発生する曲げモーメントとせん断力を算出して、それぞれ、降伏曲げ耐力、はり・版としてのせん断耐力を超えないことを照査している。

ここでは代表例としてA橋脚に対して道路橋示方書による照査結果を示す。A橋脚の構造一般図の側面図を図-2、平面図を図-3に示す。

昭和49年に竣工した下部構造であり、橋脚は高さ16.9m、直径4.6mの円形断面である。フーチングは高さ3.5m（テーパ部0.5m）、橋軸方向長さ19.5m、橋軸直角方向長さ14.5mで直径1.0mの場所打ち杭（44本）を有している。杭配置は橋軸方向に8列、橋軸直角方向に6列の多列配置となっているが、図-3に示すように橋脚直下には杭は配置されていない。また、当時の設計ではフーチングのスターラップに関する規定がなかったため、フーチングのせん断方向鉄筋としては組立筋のみの配筋となっている。

表-1に照査結果を示す。曲げモーメントでは橋軸

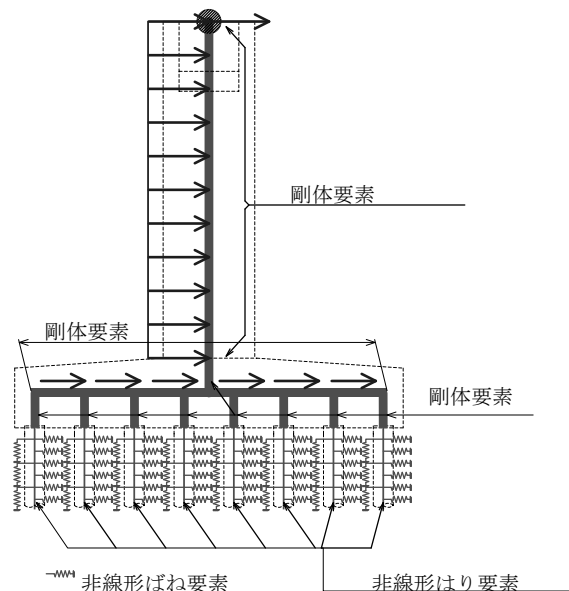


図-1 道示モデル

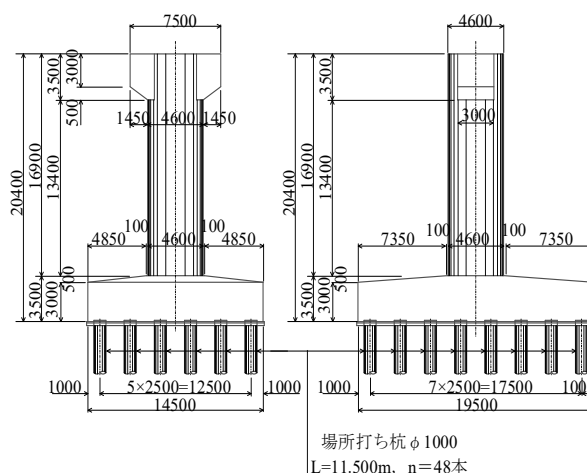


図-2 検討対象橋脚側面図

方向が M_y の4倍を超えるモーメントが発生している。これは、建設時L2地震時の照査がなく、上側鉄筋比が0.04%と極めて少ないことによる。また、L2地震時の作用せん断力の増加により、上側引張（梁）および下側引張（版）のせん断抵抗が十分でない結果が得られている。

以上のように、L2地震時には作用力の大幅な増加に対して、特に a/d が大きなフーチングにおいては照査の抵抗力の増加が大きくないことから補強が必要な結果となっている。

2. 分析結果の概要

ここでは、既存橋梁36基を対象に実施した耐震性能分析のうちの曲げ照査結果例を示す。フーチングの下面曲げ引張耐力照査結果を図-4に示す。図の○、□印はA橋脚の値である。ここで縦軸のモーメント比は作用曲げ M を降伏曲げモーメント M_y で除したもので、抵抗曲げに対する作用曲げモーメントの大きさを示す。横軸はフーチングの下面引張鉄筋比（下面鉄筋量を有効断面積で割ったもの）を示す。

分析から得られた特徴を以下に示す。

- 1) フーチング下側引張鉄筋比は0.05%が下限であり、概ね0.15%から0.35%の範囲に分布する。
- 2) M/M_y はすべての橋脚で1.6以下となり、実材料特性を考慮すると、危険度は比較的高くない。
- 3) フーチングの照査結果が1.0を下回るケースはフーチングの張出長の違いにより、橋軸方向が主方向となり直角方向の断面力は小さいが、主鉄筋に対する配力鉄筋として最小鉄筋量が確保されており、耐力に余裕のある場合がある。

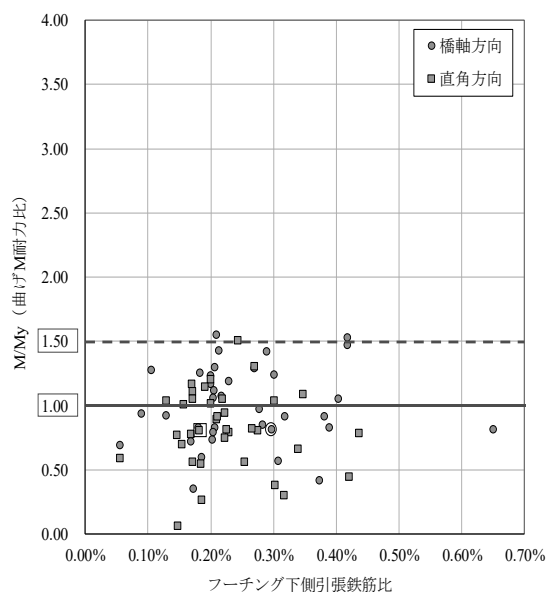


図-4 下面曲げ引張検討結果

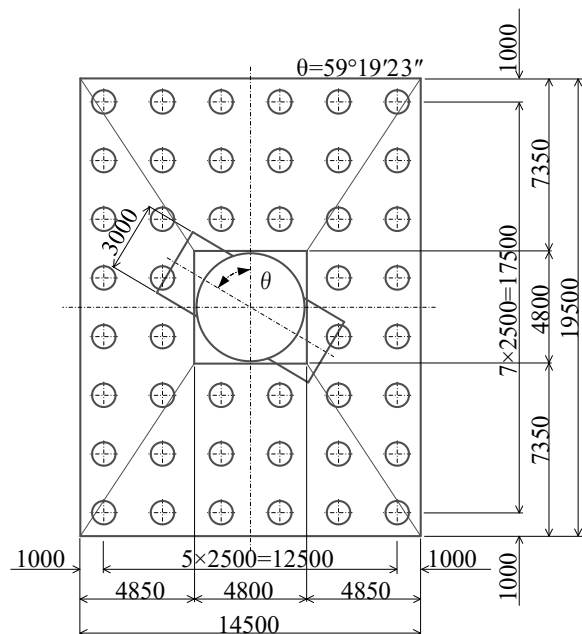


図-3 検討対象橋脚平面図

表-1 検討結果

	曲げモーメント比(M/M_y)		せん断耐力比(P_f/P_s)		
	上側引張	下側引張	上側引張(梁)	下側引張(梁)	下側引張(版)
橋軸	1.95	0.89	1.79	1.01	1.58
直角	5.16	0.87	0.92	0.70	1.92

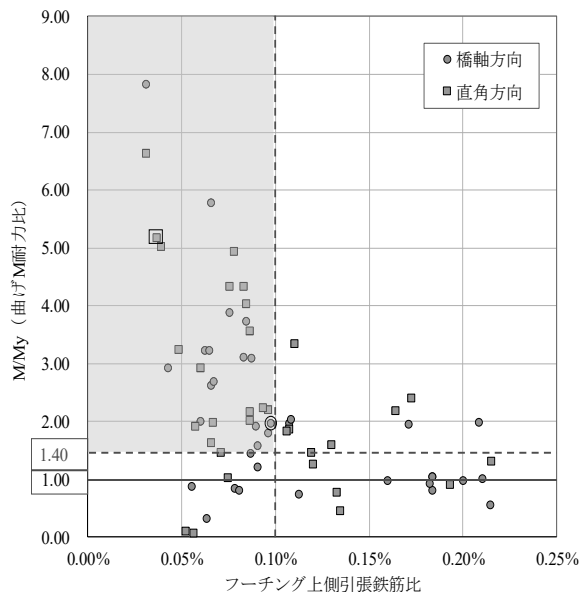


図-5 上面曲げ引張検討結果

フーチングの上面曲げ引張耐力照査結果を図-5に示す。分析から得られた特徴を以下に示す。

- 1) フーチングの上面引張鉄筋比については設計年次が古いものは0.1%以下が多い。
- 2) フーチングの上面引張鉄筋比が0.1%以下のフーチングは概ね耐力超過率が1.4を超える。
- 3) 上面引張鉄筋比が0.1%以下でかつ上面/下面鉄筋比が1/5より少ないフーチングはM/Myが1.4以上となるものがある。

3. 検討方法の提案

フーチングの耐震性の評価は図-6に示す流れで実施した。基本的には地震時保有水平耐力法に基づく照査方法を踏襲しており、同図の各項目の概説を以下に示す。

- 1) 図-7に示す橋脚構造系を構成する柱、杭体、地盤の抵抗特性の全要素に対して材料非線形を考慮した骨組モデルを作成して、慣性力を模擬した水平震度 k_h を荷重増分法で漸増させる。
- 2) 図-7に示す骨組みモデルの柱-フーチング、ならびにフーチング-杭を接続する鉛直方向の接続要素は、それぞれフーチング上面、下面までを剛体要素として柱基部と杭頭に生じる断面力を評価することとした。また、フーチング軸線における柱幅間の剛域は、参考文献2)に剛域長が規定されるものの、非線形領域に達するフーチングの曲げモーメントを評価するため、試行錯誤の上で参考文献3)を参考に、柱直径の1/10内側へ入った位置間を結ぶ範囲とした。なおモデル上の材料強度は公称値を用いている。
- 3) 図-8に基礎と底版を含めた橋脚の初降伏時および終局時の水平震度と水平変位の関係を示すが、以下のように仮定する。
 - a) 水平荷重 P は上部構造重量と橋脚柱の1/2の重量の総和 W に設計水平震度 k_h を乗じた値とする。これは柱基部や底版に生じる曲げモーメントやせん断力が、上部構造と柱の重量と設計水平震度の積であるためである。
 - b) 設計荷重作用時の水平震度を求める際の構造物特性係数(式-1)は対象とする非線形応答によって履歴減衰で吸収されるエネルギー量に相当する応答の減少を、水平震度を補正することで表現していると考えることができる。

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu a - 1}} \quad (1)$$

ここで C_s : 構造物特性係数

μa : 許容塑性率

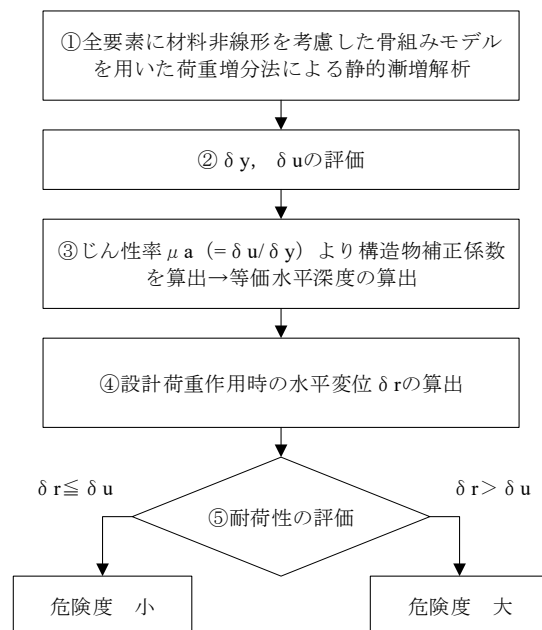


図-6 検討の流れ

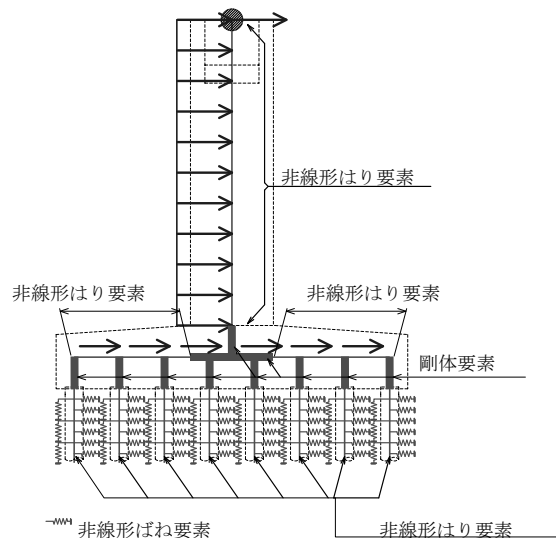


図-7 骨組みモデルへの水平震度の载荷状況

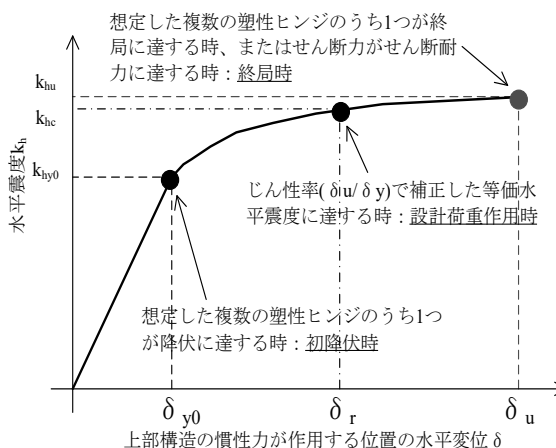


図-8 水平震度と上部構造の慣性力が作用する位置の水平変位

したがって橋脚の柱、底版、杭体に形成される塑性ヒンジ部は、それぞれの部材単位で降伏に達した後、終局限界までは安定したエネルギー吸収を図ることが可能であると仮定すれば、想定した複数の塑性ヒンジ（柱基部、底版、杭基礎）のうち1つ目が降伏に達する時点で履歴減衰によってエネルギー吸収が図られると考えられる。つまり柱基部、フーチング、杭体のいずれかの部材が降伏した時点を橋脚の塑性変形開始点と考えて、この橋脚が初降伏した点を降伏時 δ_y と定義する。

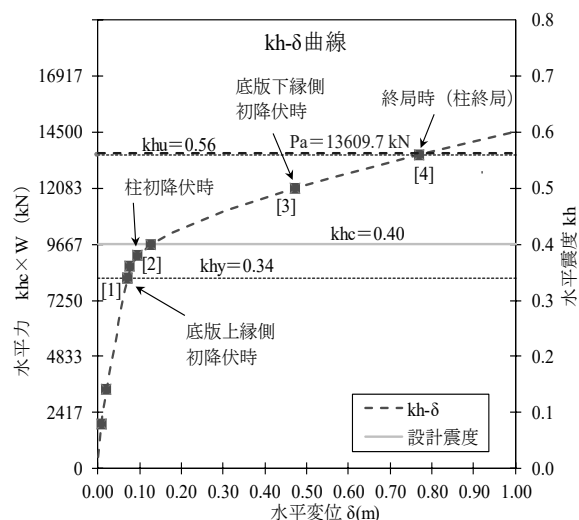
c) また塑性ヒンジの1つが終局を超えることは過大変形状態となること、またせん断力がせん断耐力を超えることは脆性的な破壊状態となることを踏まえ、終局時は想定した複数の塑性ヒンジのうち一つが終局に達する時、またはある要素に生じるせん断力がせん断耐力に達する時と定義する。

- 4) 初降伏時 δ_y と終局時 δ_u よりじん性率 $\mu_a (= \delta_u / \delta_y)$ を求め、橋脚柱—底版—杭基礎の構造系に対してもニューマークのエネルギー一定則が適用できると仮定して道示Vに適用される等価水平震度 k_{hc} を求める。
- 5) 前述した静的漸増解析結果の $kh-\delta$ 曲線より等価水平震度を設計荷重作用時とみなして設計荷重作用時の水平変位 δ_r を求める。
- 6) 設計荷重作用時の水平変位 δ_r が δ_u 以下であることを照査する。なお底版補強の優先度を決定する位置づけであることから、耐震性の評価には安全率を見込んでいない。

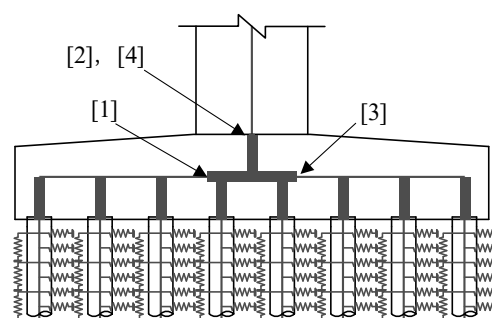
4. 検討例

A 橋脚の形状は前述の図-3、-4に示す。ここでは橋軸方向の解析を示し、考察を加える。図-9に静的漸増解析から得られた $kh-\delta$ 曲線を示す。表-2に結果一覧表を示す。せん断耐力の算出に際してはコンクリートと鉄筋に実強度（設計値の1.1~1.5倍）を考慮することに加え、せん断スパンによる割り増し係数については平均値で評価（設計値の1.5倍）した。

- 1) 曲げに着目した損傷イベントは下記の順である。
 - ・底版上面鉄筋が初降伏限界に達する(図中[1])。
 - ・次いで柱基部が初降伏限界に達する(図中[2])。
 - ・その後、底版の下面鉄筋が初降伏限界に達する(図中[3])。
 - ・最終的に柱が終局限界を迎える(図中[4])。
 - ・底版の終局限界、またはせん断耐力に達する点は、柱の終局限界に達した点以降である。
- ・このことから、A 橋脚の橋軸方向は、柱基部が終局限界を迎えることで破壊に至る。



(a) 水平震度と水平変位



(b) 照査位置

図-9 水平震度と水平変位

表-2 水平震度と水平変位

NO.	水平震度 kh	水平力 kh×W	水平変位 δ(m)	部位	イベント
1	0.08	1944.2	0.009	柱基部	ひび割れ限界
2	0.14	3402.4	0.021	636	ひび割れ限界
3	0.34	8263.0	0.072	631	ひび割れ限界
4	0.34	8263.0	0.072	631	初降伏限界
5	0.36	8749.1	0.078	643	ひび割れ限界
6	0.38	9235.2	0.095	柱基部	初降伏限界
★	0.40	9721.2	0.128	設計荷重作用時 (k _{hc})	
7	0.50	12151.5	0.474	636	初降伏限界
8	0.56	13609.7	0.771	柱基部	終局限界
9	1.10	26733.3	4.243	631	終局限界
10	1.12	27219.4	4.383	617	ひび割れ限界
11	1.24	30135.8	5.229	612	ひび割れ限界
12	1.36	33052.1	6.090	636	終局限界

- 2) 基部の初降伏限界到達時[2]を降伏点、終局変位[3]を終局点として算出したじん性率は以下となる。

$$\mu_a = \delta_u / \delta_y = 0.771 / 0.072 = 10.726$$

3) 設計荷重作用時は 2) の許容塑性率より構造物特性係数 C_s を考慮した等価水平震度 k_{hc} は以下となる。

$$k_{hc} = k_{hc0} \times C_z \times C_s = 1.75 \times 1.00 \times 0.221 \\ = 0.39 \rightarrow 0.40 \text{ (橋脚柱の設計水平震度)}$$

$$C_s = 1 / \sqrt{2 \times \mu_a - 1} \\ = 1 / \sqrt{2 \times 10.726 - 1} = 0.221$$

4) 設計荷重作用時 ($k_{hc}=0.44$, 図中[A]) の応答変位 δr は 0.128m であり, 終局変位の 0.771m に達していない。

以上より, 全要素に材料非線形を考慮した骨組み解析を用いた静的漸増解析結果では, A 橋脚の橋軸方向のレベル 2 地震時における底版破壊の危険度は小さいと判断できる。

5. 検討結果考察

1) 曲げモーメントの傾向

図-10 に下側引張側の照査結果, 図-11 に上側引張側の照査結果を示す。図-10, -11 に示すように水平震度の漸増に伴ってフーチングの曲げモーメントは増加する。図-10 では [a] の位置 (水平震度 0.33) で $84740\text{kN}\cdot\text{m}$ から $89154\text{kN}\cdot\text{m}$ へ急激に増加する。[b] の位置 (水平震度 0.50) で初降伏限界 $126860\text{kN}\cdot\text{m}$ に達して, 以降は M- ϕ 骨格曲線の二次勾配で終局限界まで推移する。

図-11 では図中 [a] に示す位置 (水平震度 0.33) で初降伏限界 $41085\text{kN}\cdot\text{m}$ に達して, 以降は M- ϕ 骨格曲線の二次勾配で終局限界まで推移する。[a] の位置で曲げモーメントが $46154\text{kN}\cdot\text{m}$ から $41326\text{kN}\cdot\text{m}$ に急激に低下するのは $M_c > M_y$ であるためと考えられる。

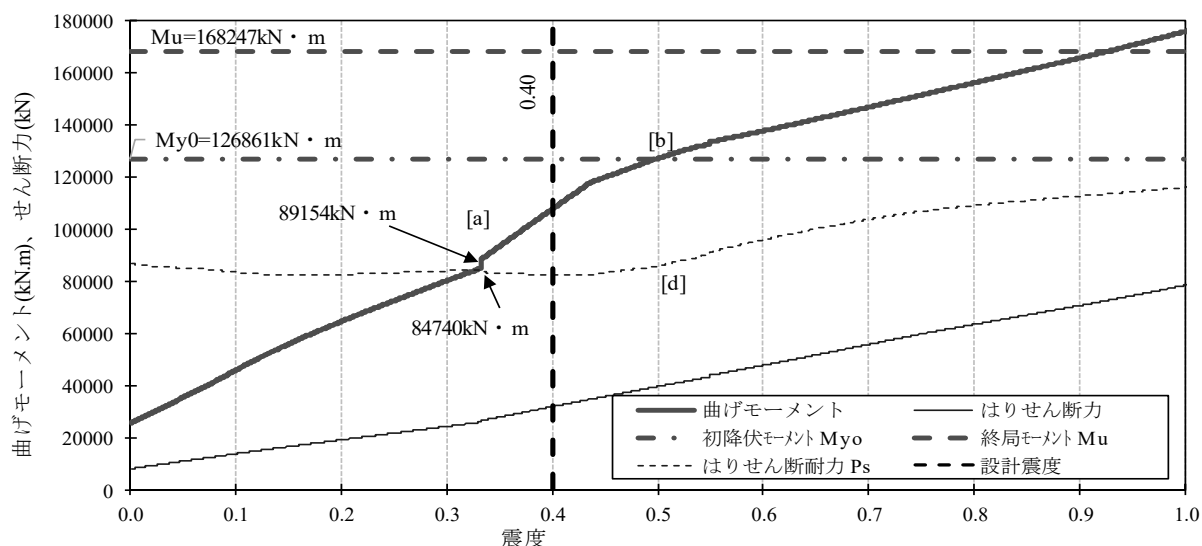


図-10 下側引張側照査結果

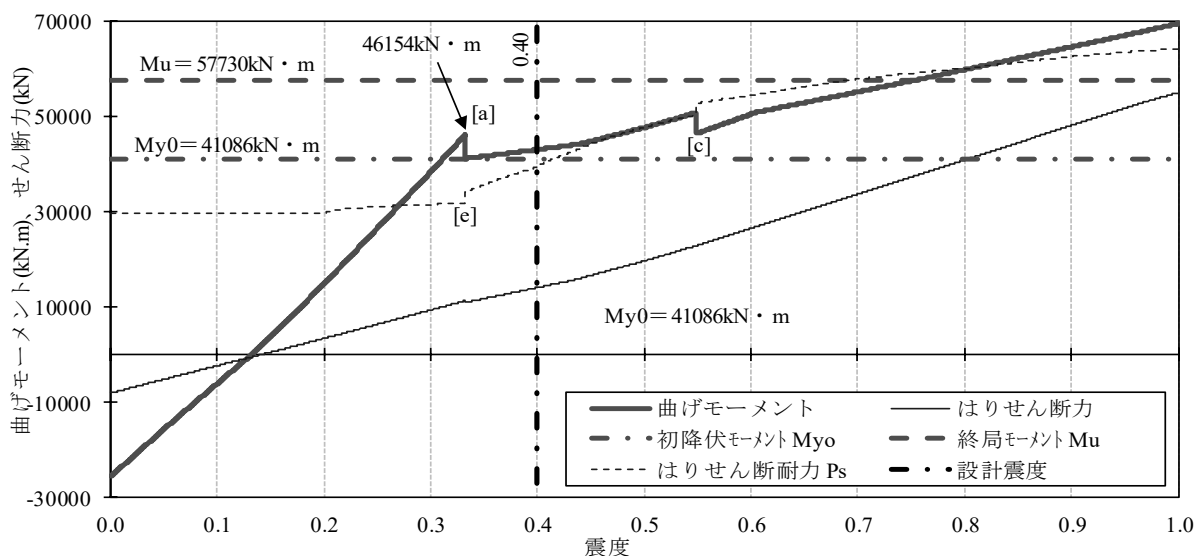


図-11 上側引張側照査結果

同様に図-10中の[a]において曲げモーメントが急激に増加するのは、図-12に示すように、[1] - [1] の断面で初降伏限界に達して塑性ヒンジが形成され、 $M-\phi$ の骨格曲線の勾配が低下（曲げ剛性の低下）して曲げモーメントの増加率が減少するのに対し、[2] - [2] の断面側では曲げモーメントの増加率が増すためと考えられる。

2) セン断力の傾向

せん断力は、初降伏曲げモーメントを超える水平震度0.33,0.50の時点で傾きが若干変化するものの、ほぼ同一勾配で増加する。

一方でせん断耐力は下縁引張側では初降伏曲げモーメントに達する水平震度0.50の時点[d]で、上縁引張側では同様に水平震度0.33の時点[e]で増加する。

これは図-13に示すように、せん断スパン比 a/d が初降伏モーメントを超えた点より急激に減少するためであるが、このことは道示ではせん断スパン比(a)を $M/S+L'$ で評価しており、曲げモーメントの増加がせん断力の増加に比して小さいためである。したがって、曲げ降伏後はせん断スパン比が減少することで、せん断破壊しにくくなる。

以上をまとめると、まず全要素に材料非線形を考慮した骨組みモデルを用いた静的増解析を行った。その結果フーチングに生じる曲げモーメントは柱-フーチング-杭体-地盤抵抗バネを一つの構造体として捉え、ニューマークのエネルギー一定則を適用することで、設計荷重作用時における見かけ上の設計水平震度が減少することで、フーチングの終局限界には達しないことがわかった。

また、せん断力については、曲げ剛性に非線形性を考慮することでせん断スパンの減少効果によるせん断スパン比による割増係数が増加してせん断耐力が増加することが評価できることがわかった。

6. まとめ

既設フーチングに対する耐震性能の評価を実施し、明らかになった結果を以下に示す。

- 1) 既設フーチングの耐震性能を評価するために、A橋脚（上面鉄筋比が0.04%）の耐震性能を評価した結果、下側曲げ引張モーメント比(M/My)が5.16となり、耐震性能を満足しない可能性が指摘された。
- 2) 本橋脚に対して全要素材料非線形を考慮した荷重増分法による静的漸増解析を実施した。その結果、橋軸方向の検討結果ではフーチングの曲げ終局限

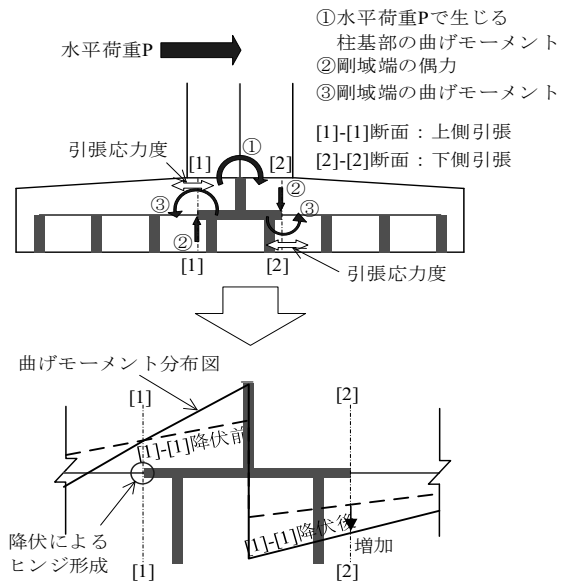


図-12 フーチング塑性化による分担

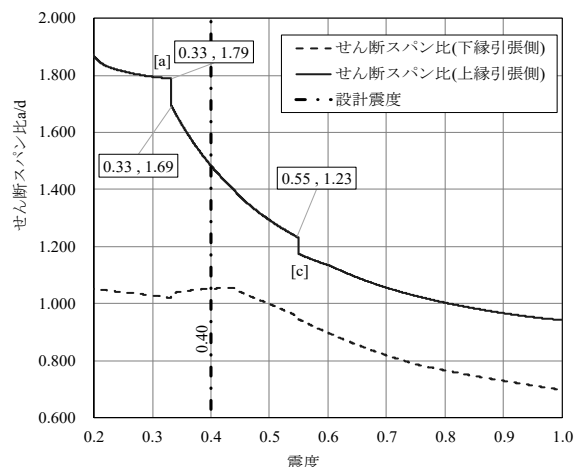


図-13 セン断スパン比と震度

界あるいはせん断破壊を迎える危険度は小さいことが明らかとなった。

参考文献：

- 1) 幸左賢二，吉原聡，白戸真大，中越亮太：フーチング基礎の耐震性能検討と補強事例，既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム論文集，pp. 79-82, 2002.
- 2) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編，pp. 322-323, 2017.
- 3) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，pp. 95-97, 2017.