

論文 ヒューズ機構を有する仮橋脚構造に用いるモルタルヒューズの耐荷特性に関する研究

関口 穂*1・小林 薫*2・谷口 望*3

要旨： 仮橋脚構造は、使用期間が短いことを考慮した耐震設計が行われ、設計時を上回る地震動入力も想定される。筆者らは地震動の過大入力時に作用するヒューズ機構を採用した仮橋脚構造を提案している。このヒューズ機構に用いる扇形のモルタルヒューズの変形挙動を確認するため、供試体試験と3次元非線形FEM解析による解析的検討を実施した。試験結果と解析結果から、モルタルヒューズは最大荷重到達後、載荷部の圧縮破壊と割裂ひび割れが発生し、脆性的な破壊挙動を示した。この破壊挙動から、最大耐荷力の算定式を提案し、算定式での耐力は扇の中心角を変更した場合においても、概ね一致する結果となった。

キーワード： 仮橋脚構造, モルタルヒューズ, 耐荷特性

1. はじめに

仮橋脚構造は、仮設構造物であり、本設構造物施工中の代替設備として設置される。例えば、鉄道構造物の建設工事では、線路を工事桁で仮受し、工事桁を支持する構造物として仮橋脚が設置される。道路橋などの工事では、道路の切り回しなどで用いられる仮橋梁で桁を受ける橋脚として仮橋脚が用いられる例がある。

仮橋脚構造の耐震設計は、使用期間が短いことが反映されている例がある。例えば、1973年に公表された栗林らによる検討¹⁾では、使用期間を10年とした再現期間による設計水平震度を示している。道路橋の仮設構造物工指針²⁾では、設計水平震度の1/2を考慮するという規定もある。鉄道事業者では、仮設構造物の耐震設計をL1地震動に対しては設計水平震度0.25、L2地震動に対しては本設構造物の耐震性能の1/2を有すると規程³⁾している場合もある。

以上のように仮橋脚構造では、一般に使用期間が短いことを前提に耐震設計が考えられているが、近年の地震発生状況を考えると大きな地震が続けて起きる場合もあり、2016年の熊本地震がその典型的な事例⁴⁾と考えられる。

仮橋脚構造では、多くが大規模地震に対応した耐震設計となっていないと考えられ、仮に大規模地震対応の耐震設計を実施した場合、部材断面や基礎構造が大きくなり、仮橋脚構造を含む仮設構造物のコストアップが避けられなくなると考えられる。

図-1に、筆者らが提案⁵⁾している仮橋脚構造の略図を示す。この構造はヒューズ機構を取付けることで、L1地震動では損傷させずに、L2地震動のような大規模地震に対してヒューズ機構が作動し、落橋等の重大な被害を

防止することを意図している。ヒューズ機構の略図を図-2に示す。ヒューズ機構は、板状のモルタルヒューズとコイルバネから構成される。大規模地震が発生した場合、モルタルヒューズが破壊し、コイルバネと桁などの慣性質量から構成される振動系の固有周期の長周期化へ移行させる役割がある。

本検討では、ヒューズ機構に用いるモルタルヒューズの供試体試験と再現解析を実施し、破壊メカニズムの確認と耐力評価法の検討を実施した。また、任意の破壊耐力でヒューズ機構を発動させるため、鋼管径、モルタル強度、中心角を変更した解析を実施し、破壊耐力に及ぼす影響を明らかにすることとした。

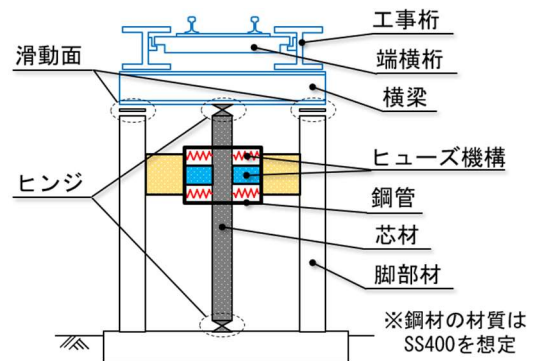


図-1 ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

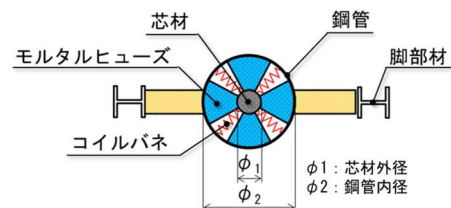


図-2 ヒューズ機構の略図(上面図)

*1 日本大学 理工学部交通システム工学科助手 (正会員)

*2 JR 東日本コンサルタンツ (株) 技術本部鋼構造設計部部長 博士 (工学) (正会員)

*3 日本大学 理工学部交通システム工学科教授 博士 (工学) (正会員)

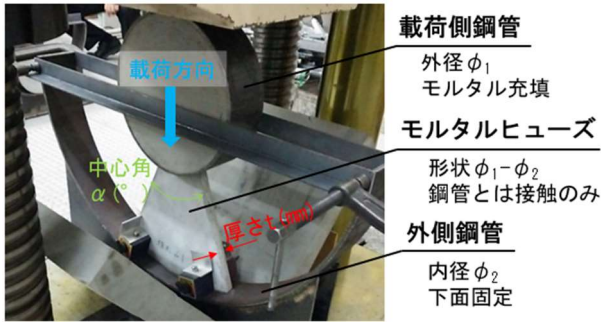


図-3 供試体試験の状況

表-1 モルタルヒューズの種類

圧縮強度 f'_{ck} (N/mm^2)	割裂強度 σ_t (N/mm^2)	鋼管径 $\phi_1-\phi_2$ (mm)	厚さ t (mm)	中心角 α ($^\circ$)
18.5	6.8	$\phi 114-\phi 307$	20	45
		$\phi 216-\phi 584$		
		$\phi 319-\phi 882$		
55.7	15.7	$\phi 114-\phi 307$	20	45
		$\phi 216-\phi 584$		
		$\phi 319-\phi 882$		



(a) 均等載荷時の破壊性状
 $f'_{ck}=18.5N/mm^2$, $\phi 114-\phi 307$ ③



(b) 不均等載荷時の破壊性状
 $f'_{ck}=55.7N/mm^2$, $\phi 216-\phi 584$ ②



(c) 不均等載荷時の破壊性状
 $f'_{ck}=55.7N/mm^2$, $\phi 319-\phi 882$ ②

図-4 載荷試験後の供試体の破壊性状

2. モルタルヒューズの供試体試験

2.1 供試体試験

(1) 試験条件

ヒューズ機能を構成しているモルタルヒューズの力学特性と破壊挙動を確認するための供試体試験を実施した。図-3に供試体試験のセット状況を示し、表-1に試験に用いる供試体の種類を示す。載荷側鋼管にはモルタルを充填し、モルタルヒューズを圧縮方向に載荷を実施した。モルタルヒューズ供試体の製作には、市販のプレミックス材料を用いた。供試体は、モルタル材料の圧縮試験より圧縮強度が $18.5N/mm^2$ (設計強度 $8.2N/mm^2$)、 $55.7N/mm^2$ (設計強度 $50.3N/mm^2$) の2パターンとした。供試体厚さは $20mm$ 、扇の角度は 45° で統一とした。径は載荷側鋼管および外側鋼管の形状 ($\phi_1-\phi_2$) に合わせた $\phi 114-\phi 307$ 、 $\phi 216-\phi 584$ 、 $\phi 319-\phi 882$ の3パターンとし、強度ごとの合計6パターンの供試体を製作した。各パターンの試験は3回ずつ実施し、平均値を算出することとした。割裂強度は割裂試験より圧縮強度 $18.5N/mm^2$ が $6.8N/mm^2$ 、圧縮強度 $55.7N/mm^2$ が $15.7N/mm^2$ であった。

(2) 試験結果

代表的な載荷試験後の供試体の状況を図-4(a)~(c)に示す。最大荷重に到達後、図-4(a)に示すようにモルタルヒューズの載荷鋼管側が圧縮破壊により崩壊し、高さ方向に割裂破壊を起こす破壊性状となった。圧縮破壊する位置は載荷鋼管側に接している面から全高の $1/6\sim 1/5$ 位置までが押しつぶれる破壊性状となった。また、各

表-2 供試体試験の最大荷重

	強度 (kN)					
	$f'_{ck}=18.5N/mm^2$			$f'_{ck}=55.7N/mm^2$		
	$\phi 114-\phi 307$	$\phi 216-\phi 584$	$\phi 319-\phi 882$	$\phi 114-\phi 307$	$\phi 216-\phi 584$	$\phi 319-\phi 882$
供試体①	14.1	28.8	46.5	58.8	111.4	129.5
供試体②	14.1	22.0	37.1	61.6	(40.3)	(74.8)
供試体③	11.3	26.6	42.1	46.6	101.6	111.5
実験平均	13.2	25.8	41.9	55.7	106.5	120.5

供試体において最大荷重前に鉛直方向のひび割れが目視で確認された。

圧縮強度 $55.7N/mm^2$ の $\phi 319-\phi 882$ ②の供試体は、図-4(b)~(c)に示すように角部からの局所的な破壊が先行して発生した。その他の供試体とは異なる破壊性状から、不均等載荷によるものと考えられるため、試験値のサンプルとしては妥当ではないと考え、本検討における試験値の平均値の算出時には含まないこととした。

載荷試験における最大荷重を表-2に示す。載荷試験における荷重変位関係を図-5~6に示す。試験結果の定量的な考察は2.2節に解析結果と合わせて示す。

2.2 供試体試験の再現解析

(1) 解析条件

本解析に用いた解析ツールは、汎用解析プログラム DIANA⁹⁾ (以下、DIANA) を用いた。解析では、DIANAに準備されている前川らが開発したコンクリートの弾塑性破壊構成則^{7,8)}を適用し、引張軟化曲線はべき関数モデル⁹⁾とした。モルタル材料の引張軟化係数は、無筋コンクリートの参考値⁹⁾である4とした。

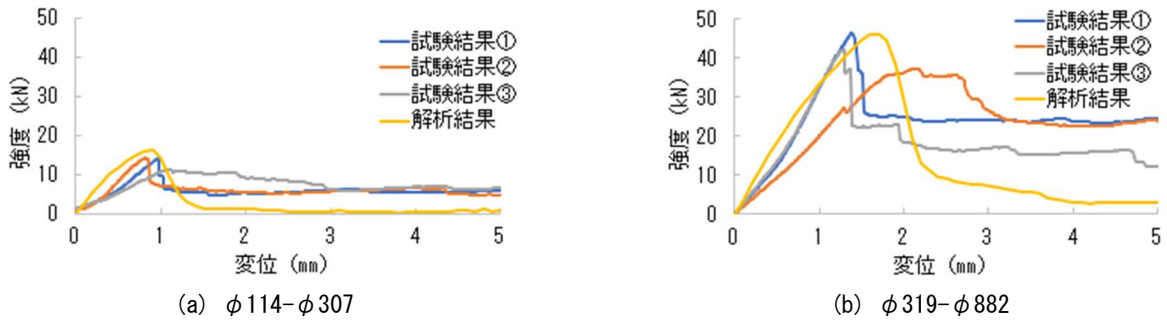


図-5 $f'_{ck}=18.5 \text{ N/mm}^2$ の荷重変位関係

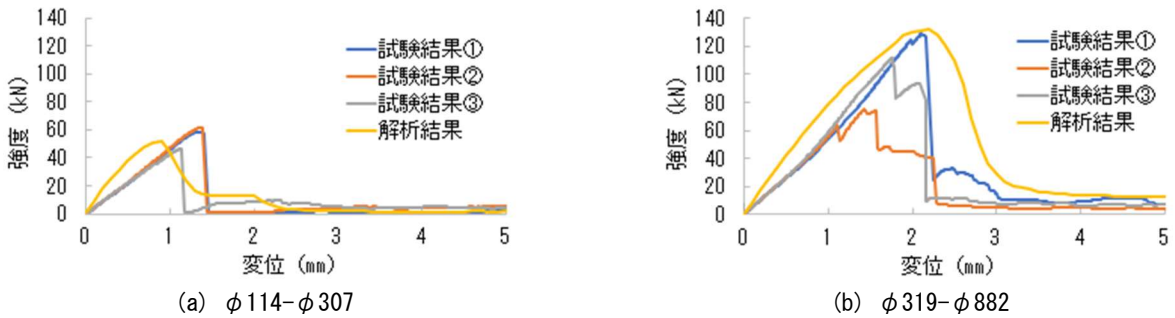


図-6 $f'_{ck}=55.7 \text{ N/mm}^2$ の荷重変位関係

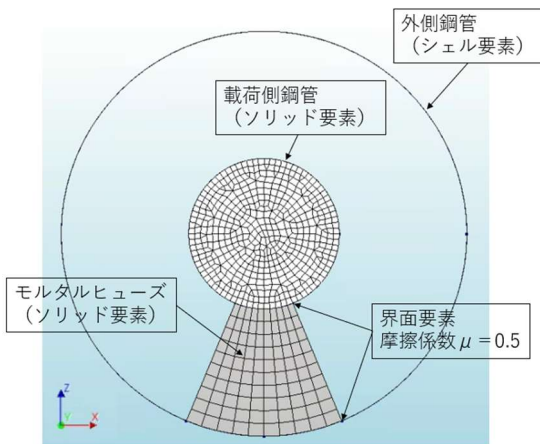


図-7 解析モデルの例 (φ114-φ307)

図-7 に、解析モデルの例を示す。解析モデルは、荷重状況を再現するため、荷側鋼管、モルタルヒューズ供試体、外側鋼管を含めた全体系とした。本解析では、荷側鋼管を弾性体として扱った。解析モデルの要素は 8 節点アイソパラメトリック要素を用い、モルタルヒューズ部分の要素分割は、円周方向を 10 分割、半径方向の要素高さを 10 分割とし、要素のアスペクト比は 1:5 以下になるように設定した。モルタルヒューズの厚さ方向は、4 分割とした。荷側鋼管とモルタルヒューズ供試体、モルタルヒューズ供試体と供試体との接触面には、荷側鋼管の鋼管面とモルタルヒューズのモルタル面の接触面の挙動を表現するための界面要素を配置した。界面要素は、コンクリートと鋼板などの非連続面に適用可能であり、クーロン摩擦モデルに基づき、鋼とコンクリート

の摩擦係数は 0.5 に設定した。外側鋼管の境界条件は、全方向固定とした。荷重は変位制御で行い、1 ステップの鉛直変位を 0.1mm とし、50 ステップ(鉛直変位で 5mm)まで荷重した。

(2) 解析結果

図-5~6 に、試験の荷重・変位関係に解析結果を表示している。試験結果と解析結果を比較すると、解析結果は試験結果を概ね再現できていると言える。最大荷重後のポストピーク挙動に関しては、試験結果にはばらつきはあるもののモルタルの圧縮強度 18.5 N/mm^2 の試験結果では負勾配を持ちながら荷重が低下する傾向を示すのに対し、モルタルの圧縮強度 55.7 N/mm^2 の場合は最大荷重値に達したあと、急激に荷重が低下し、最大荷重値の 10% 程度以下となっていた。解析結果のポストピーク挙動に関しては、全体的に負勾配を有しながら荷重が低下していく傾向となった。最大荷重後の下り勾配の試験値と解析値との違いは、モルタル材料の圧縮強度以降の勾配が供試体のモルタル材料より、解析に用いた材料構成則の方が緩くなっていたためと考えられる。

(3) 破壊挙動

図-8(a) は、最大荷重時点の圧縮主ひずみ、図-8(b) は最大荷重時点の次のステップの圧縮主ひずみ、図-8(c) は最大荷重時点の次のステップのひび割れひずみのコンター図である。

解析結果からは、図-8(a) の最大荷重時点では圧縮主ひずみの最大値周辺付近の領域を含めて大きな変形は見られないが、最大荷重時点の次のステップである図-8(b)

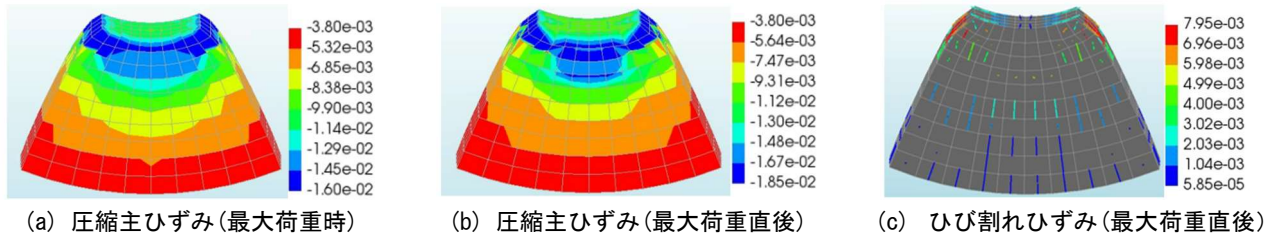


図-8 圧縮主ひずみとひび割れひずみのコンター図 (変形倍率 20 倍)

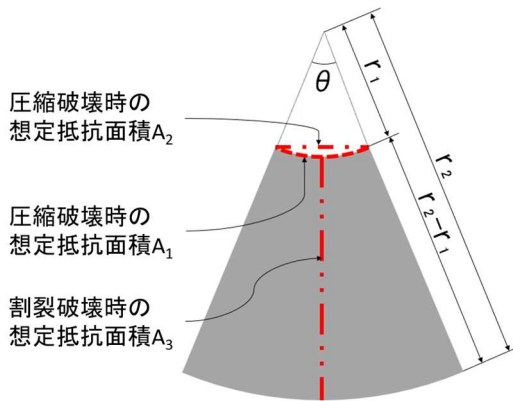


図-9 モルタルヒューズの想定破壊面の略図

では圧縮主ひずみの最大値付近を中心に圧縮変形が顕著に生じていることが分かる。図-8(c)では最大荷重の次のステップでは主圧縮ひずみが卓越している領域の下端付近から外側鋼管方向にひび割れが発生していることが確認できる。圧縮の影響は載荷面からモルタルヒューズ高さの約 1/6~1/5 の範囲であり、この領域がさらに押し込まれることで割裂的な破壊が発生し、耐荷性能を低下させたと考えられる。他の解析モデルも概ね同様のひずみ分布であり、この破壊性状は実験結果とも概ね一致する。

2.3 モルタルヒューズの耐力評価法

試験結果と FEM 解析の結果から上部の圧縮破壊と高さ方向の割裂破壊の直前が最大耐力となることが分かった。圧縮と割裂による破壊がほぼ同時に発生することから、モルタルヒューズの耐力評価法についてはモルタルヒューズの耐力は圧縮破壊による耐力と割裂破壊時による耐力をそれぞれ算出し、供試体試験結果と比較するものとした。モルタルヒューズの耐力算定上の想定破壊面を図-9に示す。

圧縮破壊の抵抗断面積は供試体厚さと破壊領域に近

い載荷鋼管側 (半径 r_1) の弧と弦の長さを用いてそれぞれ算出する。圧縮破壊時による耐力 P_{c1} , P_{c2} と抵抗面積 A_1 , A_2 の算定式を式(1), 式(3)に示す。

$$P_{c1} = f'_{ck} \cdot A_1 \quad (1)$$

$$A_1 = r_1 \theta \cdot t \quad (2)$$

$$P_{c2} = f'_{ck} \cdot A_2 \quad (3)$$

$$A_2 = 2r_1 \sin \frac{\theta}{2} \cdot t \quad (4)$$

ここに f'_{ck} はコンクリートの圧縮強度, t はモルタルヒューズの厚さ, θ は中心角 (rad) である。

割裂破壊の抵抗断面積は供試体厚さと破壊領域からモルタルヒューズの高さを用いて算出することとした。モルタルヒューズ高さは載荷側鋼管の半径 r_1 と支点鋼管側半径 r_2 の関係から算出することとし、割裂破壊による耐力 P_t と抵抗面積 A_3 の算定式を式(5)に示す。

$$P_t = \sigma_t \cdot A_3 \quad (5)$$

$$A_3 = (r_2 - r_1) \cdot t \quad (6)$$

ここに σ_t はコンクリートの割裂強度, t はモルタルヒューズの厚さである。

式(1), (3), (5)により算定したモルタルヒューズの耐力と試験値の比較を表-3に示す。各算定強度の右に試験値に対する比率を示す。試験値に対する比率は (算定値/試験値) により算出している。

圧縮強度 18.5N/mm^2 の場合、式(5)による耐力算定値 P_t は試験値に対する比率が約 0.92~1.00 となった。式(1), (3)による耐力算定値 P_{c1} , P_{c2} は約 1.10~1.25 となり、上方に評価する結果となった。

表-3 供試体試験結果と各耐力算定式による最大荷重の比較

	強度 (kN)						算定値の試験値に対する比率の平均値	標準偏差	変動係数
	$f'_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$			$f'_{ck}=55.7\text{N/mm}^2$					
	$\phi 114-\phi 307$	$\phi 114-\phi 307$	$\phi 319-\phi 882$	$\phi 114-\phi 307$	$\phi 114-\phi 307$	$\phi 319-\phi 882$			
試験値	13.2	25.8	41.9	55.7	106.5	120.5			
P_{c1}	16.5 /1.25	31.3 /1.21	46.3 /1.10	49.8 /0.89	94.4 /0.89	139.5 /1.16	1.09	0.16	0.15
P_{c2}	16.4 /1.24	31.1 /1.21	46.0 /1.10	49.5 /0.89	93.8 /0.88	138.6 /1.15	1.08	0.16	0.15
P_t	13.2 /1.00	25.1 /0.97	38.4 /0.92	30.2 /0.54	57.6 /0.54	88.2 /0.73	0.78	0.21	0.27

圧縮強度 55.7N/mm² の場合、式(1)、(3)による耐力算 P_{c1}、P_{c2} は試験値に対する比率が約 0.89~1.16 となった。式(5)による耐力算定値 P_t は約 0.54~0.73 となり、下方に評価する結果となった。算定値の試験値に対する比率の平均値と変動係数は P_{c1}、P_{c2}、P_t を比較した結果、P_{c2} が試験値に対する比率の平均値は 1.08 と最も試験値に近い結果となった。P_{c1} については試験値に対する比率の平均値は 1.09 と P_{c1} とほぼ同等で、変動係数は P_{c1}、P_{c2} ともに 0.15 であった。

圧縮破壊による耐力算定値 P_{c2} が割裂破壊による耐力算定値 P_t より試験値に近い算定結果となったのは、破壊メカニズムとして載荷側鋼管付近の圧縮破壊がトリガーとなる点とも整合しており、試験値を概ね妥当に表現していると考えられる。ただし、変動係数が 0.15 と比較的大きい結果となった。本構造を実用化する場合、モルタルヒューズの設計耐力算定時には、この変動係数を考慮する必要があると考える。

3. モルタルヒューズの形状変化に伴う耐荷性能の検討

本章では第 3 章で実施した解析モデルの中心角 α を変更し、耐荷性能の比較検討を実施した。また、モルタルヒューズの耐力算定式の妥当性の検証を同時に実施した。

3.1 解析条件

解析対象としたモルタルヒューズのパラメータを表-4 に示す。圧縮強度は 18.5N/mm²、55.7N/mm² とし、扇形形状は φ114-φ307、φ319-φ882 とした。モルタルヒューズの中心角については仮橋脚構造において橋軸方向と橋軸直角方向に 4 枚配置することを考慮し、3 章で実施した 45° に加えて 30°、60°、75°、90° の 15° ごとに変化させた 5 種類とした。モルタルの構成則や境界条件などの条件は 2 章の解析条件と同様とした。

3.2 解析結果

(1) 破壊領域

図-10 に圧縮強度 55.7N/mm² の各中心角のモルタルヒューズの最大荷重時点の圧縮主ひずみコンター図を示し、破線は破壊領域を示す。破壊領域は高さ方向の載荷

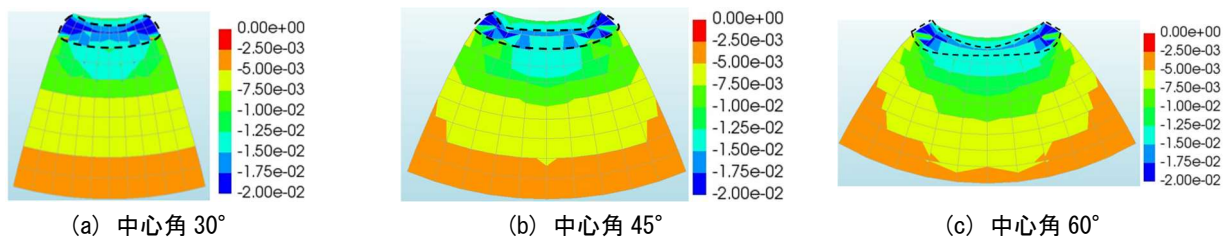


図-10 各中心角のモルタルヒューズの圧縮主ひずみコンター図 (f' ck=55.7N/mm², φ114-φ307, 変形倍率 20 倍)

側鋼管から 1/5 程度までの位置で円周方向に広がる範囲を示し、2 章の結果ともおおむね一致している。中心角が大きくなるほど、圧縮領域も同様に大きくなる結果となった。これにより、圧縮力に対する抵抗面積が大きくなっていると考えられる。

(2) 荷重変位関係

図-11~図-12 に各モデルの解析結果の荷重変位関係を示す。

中心角が大きくなるごとに最大荷重と原点を結ぶ割線剛性が大きくなる傾向となった。これは、モルタルヒューズの中心角が大きくなることで圧縮領域の断面積が大きくなり最大荷重が上昇するためと考えられる。

ポストピーク挙動に関しては、全体的に負勾配を有しながら荷重が低下していく傾向となった。

(3) 耐荷性能

各解析モデルの最大荷重と式(3)によって算出される耐力値を表-5 に示す。

圧縮強度 18.5N/mm² の φ114-φ307 の解析モデルでは中心角が 15° 大きくなるごとに最大荷重が 4~10kN 程度大きくなり、φ319-φ882 の解析モデルでは 15~19kN 程度大きくなった。

圧縮強度 55.7N/mm² の φ114-φ307 の解析モデルでは中心角が 15° 大きくなるごとに最大荷重が 16~23kN 程度大きくなり、φ319-φ882 の解析モデルでは 41~49kN 程度大きくなった。

解析結果は式(3)により算出される算定耐力とも概ね一致している。これにより、破壊耐力を調整し、任意の地震動レベルでヒューズ機構を発動させることが可能であると考えられる。

表-4 解析対象のモルタルヒューズの種類

圧縮強度	形状パラメータ	中心角
18.5	φ114-φ307	30°, 45°, 60°, 75°, 90°
	φ319-φ882	30°, 45°, 60°, 75°, 90°
55.7	φ114-φ307	30°, 45°, 60°, 75°, 90°
	φ319-φ882	30°, 45°, 60°, 75°, 90°

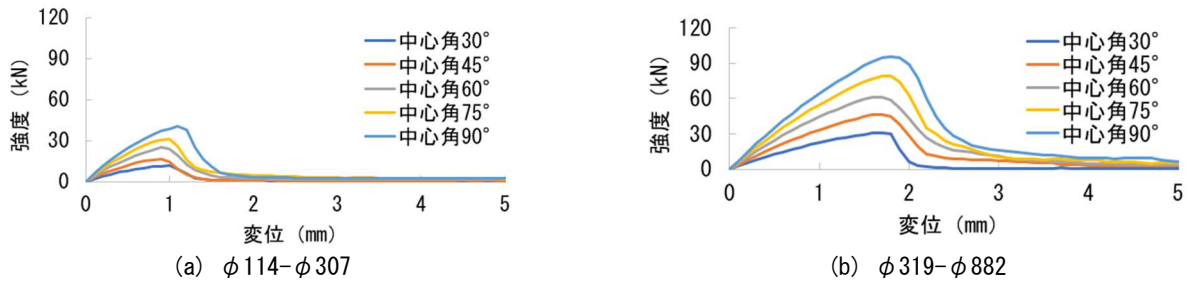


図-11 $f'_{ck}=18.5\text{N}/\text{mm}^2$ の荷重変位関係

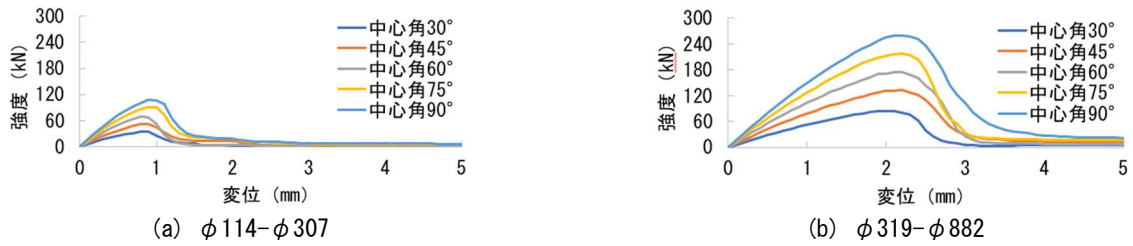


図-12 $f'_{ck}=55.7\text{N}/\text{mm}^2$ の荷重変位関係

表-5 中心角ごとの最大荷重と耐力算定式(式(3))による最大荷重 P_{c2} の比較

		$f'_{ck}=18.5\text{N}/\text{mm}^2$						$f'_{ck}=55.7\text{N}/\text{mm}^2$					
		$\phi 114-\phi 307$			$\phi 319-\phi 882$			$\phi 114-\phi 307$			$\phi 319-\phi 882$		
		最大荷重 (kN)	解析値	算定式	最大荷重 (kN)	解析値	算定式	最大荷重 (kN)	解析値	算定式	最大荷重 (kN)	解析値	算定式
中心角 (°)	30	11.7	11.0	1.06	30.2	30.8	0.98	34.4	33.2	1.04	84.0	92.8	0.91
	45	16.4	16.5	1.00	46.6	46.1	1.01	52.2	49.6	1.05	132.7	138.7	0.96
	60	25.0	21.8	1.15	61.2	61.1	1.00	68.4	65.7	1.04	174.5	184.0	0.95
	75	30.8	27.1	1.14	79.4	75.9	1.05	91.3	81.6	1.12	218.5	228.5	0.96
	90	40.1	32.3	1.24	95.3	90.3	1.05	107.7	97.2	1.11	259.7	272.0	0.95

4. まとめ

本検討の中で得た結論を以下にまとめる。

- (1) 3次元非線形 FEM 解析を用いて、モルタルヒューズの供試体試験の荷重変位関係を概ね再現することができた。
- (2) モルタルヒューズの FEM 解析結果から、破壊挙動は載荷側鋼管直下付近の圧縮領域で破壊が発生し、圧縮破壊領域がひとつの塊となりさらに変形が進み、モルタルヒューズ供試体中心で左右方向の変形が進む割裂破壊となるメカニズムであった。
- (3) モルタルヒューズの耐力評価法の検討を実施した結果、圧縮破壊による耐力算定値が試験結果をほぼ妥当に評価していた。
- (4) 鋼管径、モルタル強度、中心角を変化させた解析を実施し、破壊耐力を算定できることを明らかにした。上記のパラメータを変化させることで破壊耐力を調整し、任意の地震動レベルにおいてヒューズ機構を発動させることが可能であると考えられる。

参考文献

- 1) 栗林栄一, 岩崎敏男: 施工時の地震荷重の決め方に

ついての一提案, 橋梁と基礎, 第7巻5号, 1973.5

- 2) 社団法人日本道路協会: 仮設構造物工指針, 1999.3
- 3) 東日本旅客鉄道株式会社: 工事桁工法マニュアル, 2016.10
- 4) 気象庁, 平成 28 年 (2016 年) 熊本地震調査報告, 技術報告書, 第 135 号
- 5) 関口穂, 小林薫, 谷口望: モルタルヒューズのトリガー機構を用いた過大入力地震動に対応した仮橋脚構造の研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.44, No.2, 2022.6
- 6) DIANA Analysis B.V.: DIANA User's Manual (10.5)
- 7) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, 2002
- 8) Gao, S.B., Yamada, T., Watanabe, M., and Hendriks, M.A.N.: Implementation and Verification of Maekawa Concrete Model in Diana, The First International Conference on Construction Information Technology, pp.460-468, Aug.2004
- 9) 有限会社 DuCOMS: LINK3D 三次元鉄筋コンクリート非線形解析基本操作マニュアル, 2016.