

橋台ジョイントレス構造の設計もこれでスッキリ！

－鋼-コンクリート接合部の設計方法について－

技術委員会 設計小委員会

岑山友紀 楠田広和

1. はじめに

近年、門型ラーメン構造(ポータルラーメン)やインテグラルアバット構造など上部構造の主桁を橋台に直接接合する橋台部ジョイントレス構造が提案・施工されている。橋台部ジョイントレス構造は、支承と伸縮装置の省略によりライフサイクルコスト縮減や維持管理作業の負担軽減等に資する構造である。

道路橋示方書¹⁾(以下、道示と称す)IV下部工編に示されている橋台部ジョイントレス構造の適用実績を、整理して表-1に示す。表-1に示す通り、75°以上の斜角を有する場合で門型ラーメン構造が適用されている。しかし、「斜角や曲線を有する場合、上部構造及び下部構造のねじれの影響が著しく大きい場合の耐力等については必ずしも明らかでないため、これを避けるのがよい」と記載されており、斜角の影響は明確ではない。また平成18年度～平成21年度に橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究^{2)~4)}が実施され、その中でインテグラルアバット橋を対象として、斜角の大きさがインテグラルアバット構造の構造特性に及ぼす影響を把握することを目的に、斜角60°、75°、90°のケースを対象とした有限要素解析により、各抵抗部材の応答に及ぼす影響が検討されている。検討の結果、基礎の応答値(杭頭鉛直反力、杭頭水平変位、杭体の曲げモーメント)については、斜角の影響が大きく生じたことが示されている。しかしながら、斜角の影響により上部構造および下部構造に生じるねじれの影響等が明らかにされておらず、検討課題として残されている。

また、大規模地震動の影響については、一般に、単径間のインテグラルアバット構造や門型ラーメン構造については、レベル1地震動までを考慮して断面決定

表-1 橋台部ジョイントレス構造の適用実績¹⁾

	橋台部ジョイントレス構造(鋼上部構造)	
	門型ラーメン構造	インテグラルアバット構造
径間長	50m程度	40m程度
橋台高	15m程度	10m程度
斜角	75°以上	直橋のみ

すれば、レベル2地震動の影響は省略してよいとされている。

インテグラルアバット構造の水平支持は、橋台背面土の受動抵抗に依存していることから、レベル2地震動作用時における橋台背面土の剛性低下がインテグラルアバット構造全体系に及ぼす影響を把握することが重要である。この影響を把握するために、過年度の橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究⁴⁾において、インテグラルアバット構造を対象として、基礎工、背面土まで含めた橋梁全体系での動的解析が実施されている。その結果として、インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン(案)⁴⁾の適用範囲の構造に対しては、レベル1地震動に対して耐震性能1の照査を行えば、レベル2地震動に対して照査は省略してよいとしている。一方、液状化が生じると判定される地盤への適用時や多径間など、ガイドラインの適用範囲を超える構造に対しては、レベル2地震動に対する設計の必要性も含め、個別に検討する必要があることが分かっている。一方、門型ラーメン構造は、設計時に橋台背面土の受働抵抗を期待しないことから、過年度の共同研究でも検討は実施されておらず、レベル2地震動の影響は明らかにされていない。

(国)土木研究所、大阪工業大学及び(一社)日本橋梁建設協会では、橋台部ジョイントレス構造の普及を図るため、鋼門型ラーメン構造と鋼インテグラルアバット構造を対象として、鋼-コンクリート接合部の要求性能を満足させる照査方法や構造細目、施工方法等を提案することを目的として、共同研究を実施している。

昨年度の発表では、共同研究の成果の一部として、鋼-コンクリート接合部を対象に、その抵抗特性の把握、要求性能を満足させる照査方法及び構造細目の確立を目的として、設計課題を抽出し、その課題に対して実施した試設計および実験供試体に対して実施した有限要素解析について報告した。

本年度の発表では、共同研究にて継続して取り組んだ斜橋の影響および大規模地震動の影響についての検討結果を報告する。

2. 斜橋の影響

2.1 解析の目的

斜角を有する門型ラーメン構造に対する設計上の留意点を明確にするため、格子解析および有限要素解析を実施し、以下の内容について検証する。

①格子解析の限界

格子解析を用いて設計する場合、そりねじりの影響を考慮できない。一方、斜角が小さくなるとそりねじりの影響が大きくなる。そこで、斜角が何度まで小さくなるとそりねじりを考慮して設計する必要があるかを検証するため、格子解析と有限要素解析の結果を比較して、鋼桁のそりねじり応力の影響に着目し、鋼桁の応力性状を確認する。そのため、本検討では非合成桁を対象とする。また格子解析と有限要素解析を比較した場合、床版の影響で応力レベルに差が生じることが考えられるため床版はモデル化しないこととした。

②構造的限界

斜角が何度まで小さくなると門型ラーメン構造を採用できなくなるかを検証するため、床版の引張応力の影響に着目し、直橋と斜橋を比較して、発生応力の差を確認する。さらに、剛結部の影響に着目し、直橋モデルと斜橋モデルを比較して、斜角による影響(応力集中など)発生応力の差を確認する。そのため、本検討では合成桁を対象とし、床版をモデル化する。ただし、床版の鉄筋はモデル化しないこととした。本研究では、斜角が小さくなるにつれ桁端部床版の引張応力が大きくなり、床版の応力集中箇所の配筋が十分できなくなる斜角を構造的限界と判断することとした。

なお本研究では、橋台背面の土圧を考慮して設計を行うインテグラルアバット構造では、斜角を有する場合に、橋台背面の地盤抵抗が設計上期待したとおりに発揮されるか不明であるため、直橋のみとして斜橋の影響については対象外とした。

2.2 解析方法

本共同研究の一つの目的が、橋台部ジョイントレス構造の地方自治体への普及であるため、自治体での管理橋の多い多主桁橋を対象とした。

斜角を 60° 、 75° 、 90° として、格子解析の限界、構造的限界で各3ケース解析を行う。解析ケース一覧を表-2に示す。解析では、全橋をモデル化することとし、斜角の影響のみを確認するため、弾性解析とする。解析に用いたソフトウェアは汎用有限要素解析プログ

ラム ABAQUS V. 6. 13-1⁵⁾である。

門型ラーメン構造は、インテグラルアバット構造と比較して橋台駆体自体の剛性が高く、駆体および桁への斜角の影響は限定的と考えられる。よって、本検討では下部工の照査は対象外とする。

解析対象とした橋梁の基本条件を表-3に示す。また上部工の断面図および平面図を図-1～図-2に示す。本研究では、鋼桁下フランジを耐震設計上変形能が要求される部材と位置付け、局部座屈を生じない限界幅厚比以下の範囲で設計した鋼桁断面を用いる。

(1) 解析モデル

格子解析の解析モデルとして、斜角 60° の場合の解析モデルを図-3に示す。有限要素解析の解析モデルとして、斜角 60° の場合の解析モデルを図-4に示す。

(2) 有限要素解析の使用要素

橋台および床版はソリッド要素、対傾構以外の鋼桁はシェル要素、対傾構はバー要素にてモデル化する。

表-2 解析ケース

解析ケース	斜角	
	格子解析の限界	構造的限界
Case1	60°	60°
Case2	75°	75°
Case3	90°	90°

表-3 解析モデルの基本条件

目的	(1) 格子解析の限界	(2) 構造的限界
上部工形式	単純非合成 多主桁橋	単純合成 多主桁橋
橋長	60m	60m
全幅	12m	12m
橋台高	15m	15m
平面線形	$R=\infty$	$R=\infty$
床版形式	RC床版 (モデル化無)	RC床版 (モデル化有)

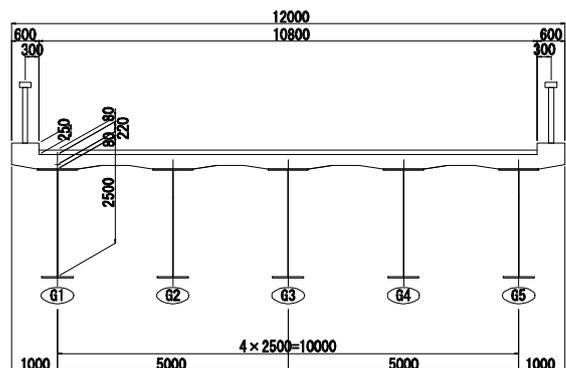


図-1 上部工断面図



(a) 斜角 90°



(b) 斜角 75°



(c) 斜角 60°

図-2 平面図

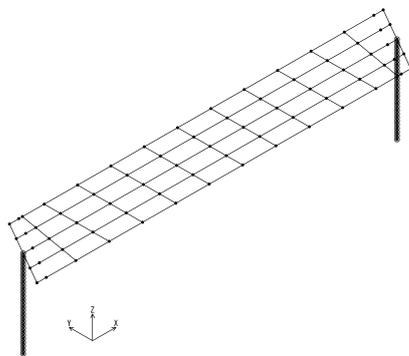
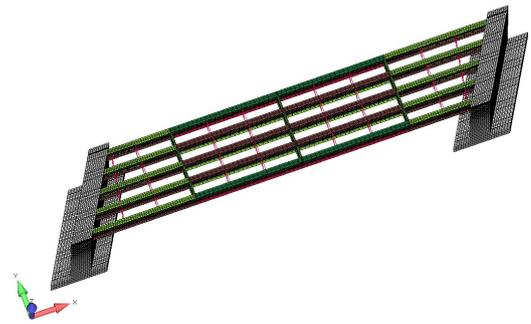


図-3 格子解析の解析モデル概要図(斜角 60°)

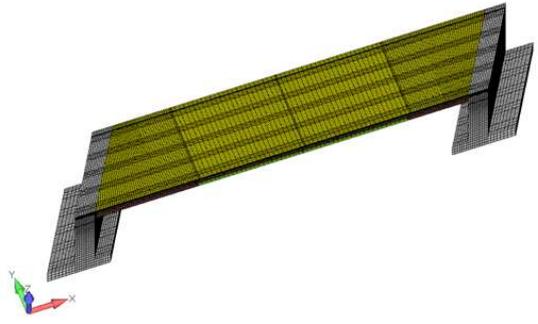
鋼-コンクリート接合部のスタッドはモデル化せず、接合部は剛部材としてモデル化する。
格子解析の限界では、床版はモデル化しない。ただし、活荷重(L 荷重)を等分布荷重として載荷するため、床版はダミー要素としてソリッド要素を用いてモデル化を行った。

(3) 材料条件

解析で用いた鋼およびコンクリートの材料物性値を、表-4 に示す。なお、鋼桁とコンクリート間の摩擦は考慮せず、接合部は剛部材としてモデル化を行う。



(a) 非合成桁



(b) 合成桁

図-4 解析モデル(有限要素解析)

表-4 材料物性値

	ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン比	線膨張係数	備考	
鋼	2.0 × 10 ⁵	0.3	12 × 10 ⁻⁶		
コンクリート	橋台	2.5 × 10 ⁴	0.2	10 × 10 ⁻⁶	σ _{ck} = 24N/mm ²
	床版	2.65 × 10 ⁴ ※1.0 × 10 ⁻⁶	0.2	12 × 10 ⁻⁶ ※0.0	σ _{ck} = 27N/mm ²

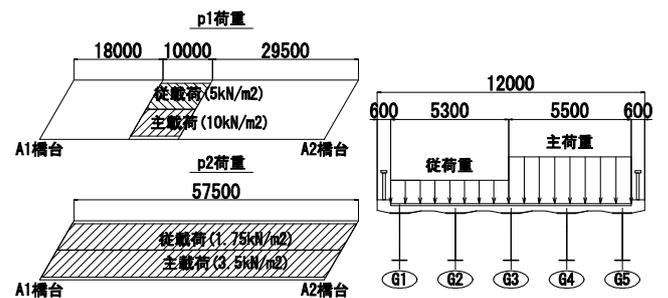


図-5 活荷重載荷位置概要図(斜角 60°)

(4) 荷重条件

載荷荷重として、死荷重、活荷重、土圧および温度を考慮する。活荷重は、A1 橋台側 G5 桁に着目し、L 荷重を最も不利な位置に載荷する。代表として斜角 60° の場合の活荷重載荷位置概要図を、図-5 に示す。

有限要素解析では、架設系を反映することが困難である。また格子解析の結果を見ると接合部断面は、全温度(+) で決定している。よって、有限要素解析で

は、架設系を考慮しないこととし前死荷重を除いた「後死荷重+活荷重+土圧+温度(+)」の荷重ケースで解析を行う。

2. 3 解析結果及び考察

(1) 格子解析の限界

格子解析ではそりねじり応力を考慮できないことから、そりねじり応力の大きさを把握するため、有限要素解析により、発生するそりねじり応力を算出した。鋼-コンクリート接合部の鋼桁と橋台の境界部における下フランジのそりねじり応力として、有限要素解析より、下フランジ幅両端位置の橋軸方向直応力を算出し、両者の応力差として算出した。算出概要を図-6に示す。下フランジに発生する応力に対するそり応力の比率を表-5に示す。表-5より、斜角が小さくなるほどフランジ左右の応力差(そりねじり応力)が大きくなる傾向であった。表-5に示すとおり、斜角90°の場合、そりねじり応力の比率は大きいもので15%であったが、斜角75°の場合29%、斜角60°の場合31%であった。

A1橋台側のフランジ橋軸方向直応力について、有限要素解析と格子解析の結果を図-7に示す。格子解析の結果は、有限要素解析の解析条件と同様に、前死荷重を除き、活荷重を有限要素解析と同様の位置に固定載荷した「後死荷重+活荷重+土圧+温度(+)」の値を示す。有限要素解析の結果は、鋼桁と橋台境界部主桁ウェブ位置の値を表-5に示す下フランジそりねじり応力を足し合わせた値を示す。

有限要素解析と格子解析の値を比較すると、斜角60°と斜角75°の場合、上フランジの一部で格子解析

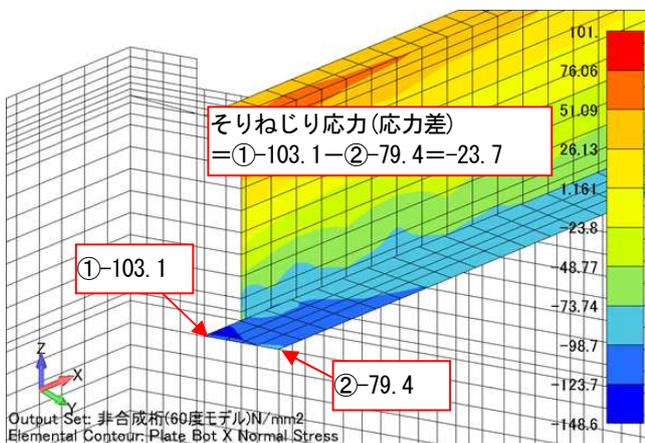


図-6 フランジそりねじり応力の算出概要
(斜角60°，A1橋台，G5桁)

表-5 下フランジに発生するそりねじり応力の比率

(a) A1橋台

		G1	G2	G3	G4	G5
斜角90°	橋軸方向直応力 σ_1	62.2	69.3	76.0	81.9	85.9
	そりねじり応力 σ_2	10.7	7.8	1.7	2.0	5.0
	そりねじり応力比率	15%	10%	2%	2%	6%
斜角75°	橋軸方向直応力 σ_1	60.9	68.1	74.6	80.1	82.8
	そりねじり応力 σ_2	0.4	3.4	11.0	16.5	18.9
	そりねじり応力比率	1%	5%	13%	17%	19%
斜角60°	橋軸方向直応力 σ_1	63.0	69.7	74.3	78.4	80.4
	そりねじり応力 σ_2	3.4	1.6	1.5	19.4	23.7
	そりねじり応力比率	5%	2%	2%	20%	23%

(b) A2橋台

		G1	G2	G3	G4	G5
斜角90°	橋軸方向直応力 σ_1	61.7	67.4	73.1	78.4	81.9
	そりねじり応力 σ_2	10.4	7.4	1.3	2.5	5.6
	そりねじり応力比率	14%	10%	2%	3%	6%
斜角75°	橋軸方向直応力 σ_1	59.3	64.7	70.2	76.4	83.9
	そりねじり応力 σ_2	23.6	22.5	15.8	10.1	7.9
	そりねじり応力比率	29%	26%	18%	12%	9%
斜角60°	橋軸方向直応力 σ_1	59.7	63.1	68.0	75.7	86.1
	そりねじり応力 σ_2	27.1	24.8	3.1	2.9	0.3
	そりねじり応力比率	31%	28%	4%	4%	0%

より有限要素解析の値の方が大きくなる箇所があった。格子解析より有限要素解析の値が大きくなった箇所の値を比較すると、斜角60°ではG3桁が最も差が大きく16N/mm²、斜角75°ではG4桁が最も差が大きく12N/mm²であった。下フランジでは、いずれのケースでも格子解析より有限要素解析の値の方が小さな値を示しており、その差は小さいもので9N/mm²であった。

(2) 構造的限界

有限要素解析の結果として、床版橋軸方向応力 σ_x のコンター図を、図-8に示す。プラスが引張側、マイナスが圧縮側を示す。活荷重を偏載させて載荷しているため、斜角90°の場合でも床版端部に発生している引張応力は偏載している側に集中して発生しているが、斜角75°および斜角60°の場合は、鈍角側に集中して引張応力が発生しており、斜角60°の場合の方がより鈍角側に集中して発生している。

一方、図-8に示す床版橋軸方向応力をみると、斜角75°では3.7N/mm²、斜角60°では4.7N/mm²と鈍角側で局部的に大きな引張応力度が生じていた。なお、本解析では、床版の鉄筋をモデル化していない。床版に発生している引張応力度のうちコンクリートの許容引張応力度 σ_{tk} を控除した応力度を床版鉄筋で負担す

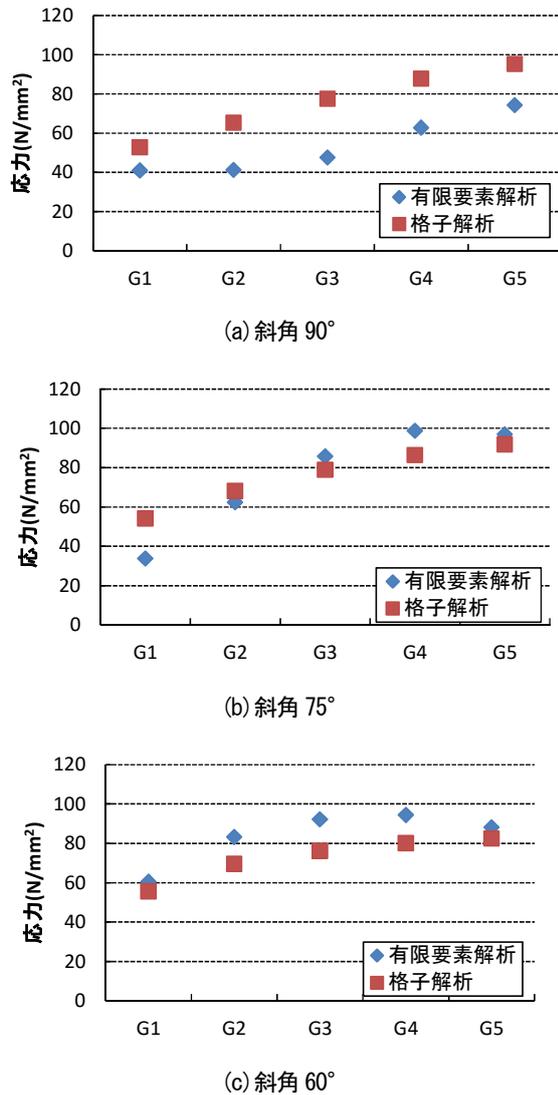


図-7 フランジ橋軸方向直応力(A1 橋台側上フランジ)

ると仮定すると、必要鉄筋量 A_s は式(1)で算出できる。

$$A_s = P / \sigma_{ta} \quad (1)$$

ここに、

P : 床版鉄筋で負担する単位幅当たりの作用力

$$(\text{=} \sigma t' \times \text{単位幅 } 1000\text{mm} \times \text{床版厚 } 220\text{mm})$$

σ_{ta} : 鉄筋の許容引張応力度 ($\text{=} 140\text{N/mm}^2$)

σ_{tk} : コンクリート許容引張応力度

$$(\text{=} 0.23 \times \sigma_{ck}^{2/3} = 2.0\text{N/mm}^2)$$

σ_{ck} : コンクリート設計基準強度 ($\text{=} 27\text{N/mm}^2$)

σ_t : 床版橋軸方向発生応力度

$\sigma t'$: 鉄筋のみで負担する応力度 ($\text{=} \sigma_t - \sigma_{tk}$)

式(1)による必要鉄筋量算出結果を、表-6に示す。道示Ⅱ9.2.6では、桁端部の床版で配筋が困難な場合に、最大径を22mm、最小鉄筋中心間隔を100mmとしてもよいと記載されている。D22を100mm間隔で配筋し

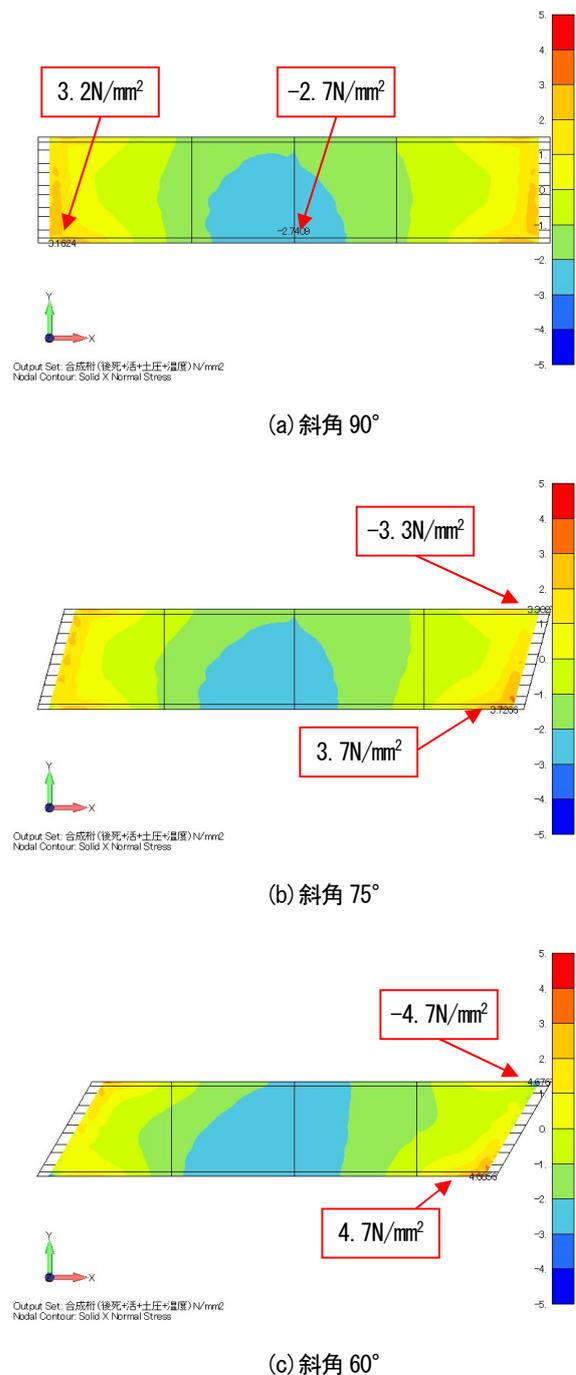


図-8 床版橋軸方向応力 σ_x コンター図(床版上面)

た場合、鉄筋の単位面積は 3871mm^2 である。

表-6に示す通り、斜角75°の必要鉄筋量は 3871mm^2 以下でありD22を100mm間隔で配筋することで対応できるが、斜角60°の必要鉄筋量は 3871mm^2 以上となり、D22、100mm間隔よりさらに密な鉄筋が必要となる。よって今回対象とした解析ケースにおいては、斜角75°までであれば局所的に床版の引張応力は大きくなるが、床版配筋や部分的な補強鉄筋の追加で対応できるレベルと考えられる。よって斜角は75°程度に抑えた設計とするのが望ましいと考える。

表-6 必要鉄筋量

	斜角75°	斜角60°
床版橋軸方向発生応力度 σ_t (N/mm ²)	3.7	4.7
鉄筋のみで負担する応力度 σ_t' (N/mm ²)	1.7	2.7
単位幅当たりの作用力 P (N)	374000	594000
必要鉄筋量 A_s (mm ²)	2672	4243

一方、床版の張出しが大きい場合は、斜角による影響は大きくなるものと考えられるため、桁のそりねじり応力度の発生や、橋台部のひび割れ防止のために過密配筋となる懸念があることから、別途検討が必要である。

2. 4 斜橋の影響のまとめ

門型ラーメン構造において、斜角が何度まで小さくなるとそりねじりを考慮して設計する必要があるかを検証するため、非合成桁の多主鉄桁を対象として、斜角を変化させ、有限要素解析と格子解析を行った。その結果、有限要素解析により斜角が小さくなると鋼桁に発生するそりねじり応力度が大きくなりその影響は無視できないことが分かった。有限要素解析と格子解析で算出した鋼桁フランジに発生する応力度を比較したところ、斜角が小さくなると上フランジの一部で格子解析より有限要素解析の方が大きな値を示しており、斜角60°の場合で、その差は16N/mm²であった。しかし今回の解析では、鋼-コンクリート接合部の鋼桁圧縮フランジ幅670mmに対して、板厚32mmであり、板厚を限界幅厚比以下として応力度に100N/mm²程度余裕を持たせた断面として設定しているため、上記程度の差違であれば問題ないものとする。また今回の解析の荷重条件は、着目部位に対して最も厳しい荷重荷重位置であったが、上記程度の差異であり、斜角60°までであれば、断面に余裕を持たせて設計する場合、そりねじりを考慮せず、格子解析により設計を行っても問題ないものとする。

また、斜角が何度まで小さくなると門型ラーメン構造を採用できなくなるかを検証するため、床版の引張応力の影響および剛結部の影響に着目し、合成桁の多主鉄桁を対象として、斜角を変化させ、有限要素解析を行った。床版の引張応力の影響および剛結部の影響に着目するため、合成桁を対象とし床版もモデル化した。その結果、床版の発生応力度を見ると、斜角が小さくなるにつれ、床版の鈍角側の引張応力度は大きく

なり、局部的に応力が集中していた。解析結果から、斜角75°の場合、床版配筋や部分的な補強鉄筋を追加することで対応できるが、斜角60°の場合、道示II 9.2.6に記載されている最小限度を下回る中心間隔での鉄筋配置が必要な結果となった。よって斜角は、床版配筋や部分的な補強鉄筋の追加で対応できると考えられる75°程度に抑えた設計とするのが望ましいと考える。

以上より、門型ラーメン構造は、斜角は75°以上で適用可能と考える。

一方で、フランジ断面の経済性を追求した設計を行う場合や床版の張出しが大きい場合は、桁のそりねじり応力度の発生や、橋台部のひび割れ防止のために過密配筋となる懸念があることから、有限要素解析を用いて検討を行うなど別途検討が必要である。

3. 大規模地震の影響

3. 1 解析の目的

ずれ止めに頭付スタッドを用いた鋼-コンクリート接合部を対象とした過年度の供試体実験およびFEM解析結果より、レベル1地震動や常時荷重の組合せ最大ケースで断面決定された鋼桁および橋台壁であれば、レベル2地震動に対しても十分なじん性を発揮することが検証⁶⁾されている。一方、接合部に着目した実験およびFEM解析による検証はできているものの、門型ラーメン構造全体系に対するレベル2地震動の影響は明らかにされていない。

ここでは、門型ラーメン構造に対するレベル2地震動の影響を明確にすることを目的に、常時およびレベル1地震動に対して断面決定した過年度の試設計32ケース⁶⁾のうち、最も地震動の影響を受けやすい支間長が長く橋台壁高が低いケースを対象としたプッシュオーバー解析を実施し、1次振動モードに相当する静的な地震力に対し、橋台壁(接合部、橋台壁基部)、鋼桁および鋼-コンクリート接合部で構成される全体系で耐震性能2を満足することを確認する。

3. 2 解析方法

(1) 解析対象橋梁の諸元

プッシュオーバー解析の対象とした門型ラーメン構造の諸元を図-9に示す。上部構造形式は多主桁橋合成桁、地盤条件はⅢ種地盤のケースを対象とした。

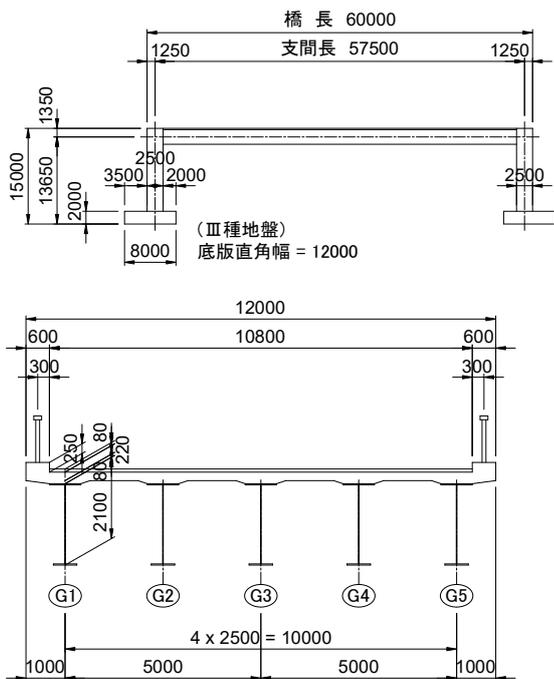


図-9 門型ラーメン構造諸元

(2) 解析概要

門型ラーメン構造は、設計時の思想と整合を取り、背面土のばね値は考慮しない。基礎のばね値を考慮し、現地盤が不安定とならないと仮定した平面骨組みモデルとする。図-10は、解析モデル概要である。

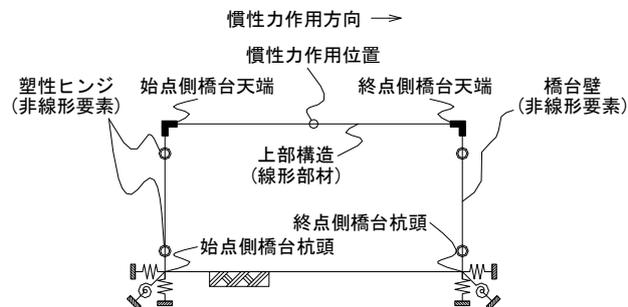


図-10 プッシュオーバー解析モデル概要

(3) 基本条件

- 適用基準：道路橋示方書・同解説V耐震設計編（平成24年3月）¹⁾
- 初期断面力：死荷重
- 解析ソフト：TDAPIII Ver3.02

(4) 載荷方向

載荷方向は、ラーメン構造の橋軸方向（始点側橋台から終点側橋台に向かう方向）とする。本構造は対称な構造であるため、加震は1方向のみ実施する。一方、橋軸直角方向加震時に対する照査は、門型ラーメン構造に限らず、一般的な単純桁構造についても個別対応となる場合が多いことから、本検討では対象外とした。

(5) 解析モデル

図-11は、解析モデルである。橋台壁の上下に塑性ヒンジを設定し、非線形回転ばね要素（ $M-\theta$ ）でモデル化する。塑性ヒンジ区間外の一般部は、非線形梁

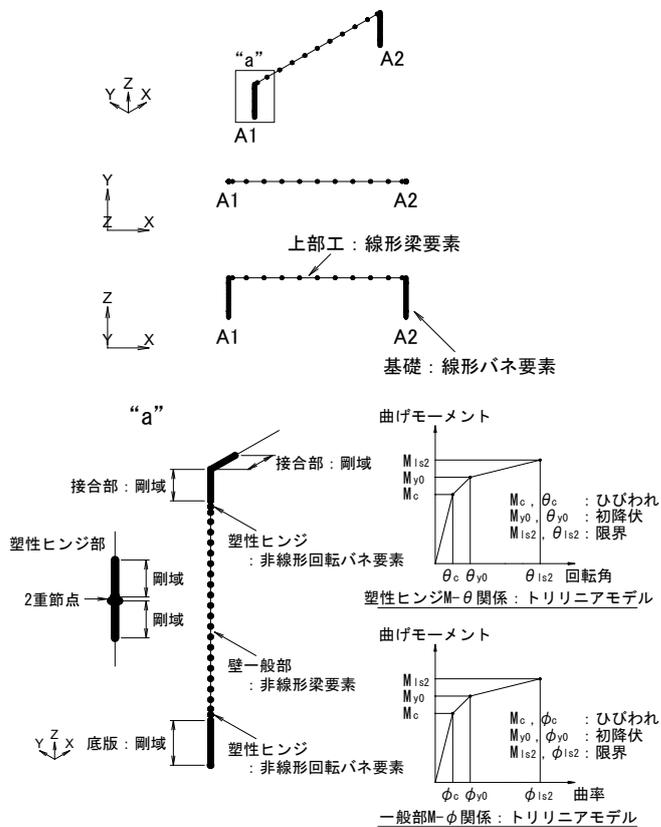
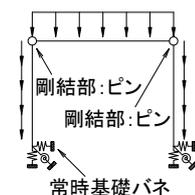


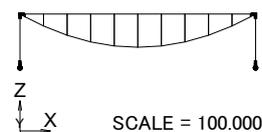
図-11 プッシュオーバー解析モデル

● STEP1

- 上部工前死荷重+下部工自重

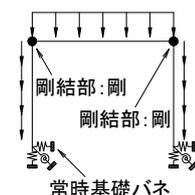


曲げモーメント図
初期状態(自重) step1

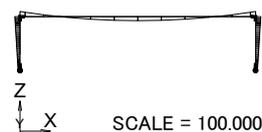


● STEP2

- 上部工後死荷重



曲げモーメント図
初期状態(自重) step2



● 初期状態 = STEP1+STEP2

曲げモーメント図
初期状態(自重) 合計

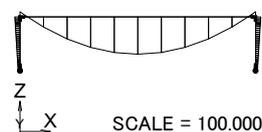


図-12 初期断面力の算出

要素 (M- ϕ) とする。本来、鋼桁や接合部は、想定以上の大規模地震動に対して非線形性を考慮して解析すべきであるが、別途実施した接合部耐力階層化における信頼性解析結果⁷⁾より、鋼桁や接合部より前に橋台壁が終局に至ることが確認できており、上部構造は線形梁要素でモデル化することとした。基礎バネは、塑性化が生じないように設計しているため、線形とした。

(6) 初期状態

初期状態は、架設ステップを考慮した死荷重時とする。図-12は、解析ステップごとの断面力図である。

(7) 作用

初期荷重を載荷後に漸増荷重を設計水平震度 $K_h=0$ から漸増載荷させる。載荷方向は、ラーメン構造の橋軸方向 (A1 から A2 に向かう方向) とし、主桁重心高さに対する漸増荷重載荷とした。本構造は、対称構造であるため、加震は1方向 (正) のみ実施した。

過年度報告書を参考に、レベル2地震動に対する耐震性能は、地盤面設計水平震度 $K_{hg}=0.60$ で照査する。 $K_{hg}=0.60$ は、道路橋示方書V編 6.4.3³⁾に示されるIII種地盤のレベル2地震動 (タイプII) の地盤面における設計水平震度の標準値である。

3.3 解析結果

上部構造慣性力作用位置における応答を図-13、表-7に示す。図-13中の番号は、表-7中の部材状態を示す。レベル2地震動に対する耐震性能を照査する水平震度は $K_{hg}=0.60$ であることから、いずれの塑性ヒンジも降伏していない結果となった。参考までに、短周期での設計水平震度が最大となるI種地盤を想定して $K_{hg}=0.80$ とした場合でも、A2橋台上部の塑性ヒンジが降伏に至る程度の状態となり、耐震性能を十分に満足すると考えられる。損傷は、A2上側→A1上側→A1下側→A2下側の順番で塑性ヒンジが降伏し、A2上側塑性ヒンジが最初に終局状態に至って、終局状態となる。この際の設計水平震度は $K_h=1.25$ である。

図-14は、門型ラーメン構造全体系としての終局時の曲げモーメント分布図である。橋台壁が終局となる際の鋼桁側発生曲げモーメント $53,594\text{kN}\cdot\text{m}$ < 鋼桁終局曲げモーメント $101,275\text{kN}\cdot\text{m}$ (曲げとせん断が作用した場合の終局耐力) となった。

同様に、接合部も同様に発生曲げモーメント $61,089\text{kN}\cdot\text{m}$ < 鋼-コンクリート接合部の終局曲げモー

メント $165,405\text{kN}\cdot\text{m}$ となった。これより、門型ラーメン構造は、地震動の影響を最も受けやすい条件において、橋台壁上側の塑性ヒンジ (接合部橋台壁側) が最初に終局状態を迎えることが確認できた。

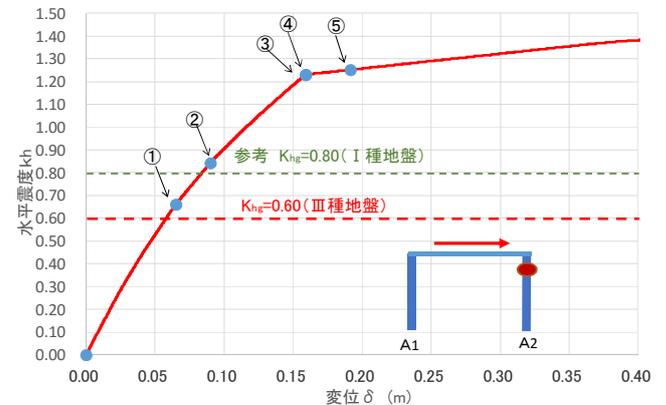


図-13 設計水平震度と上部構造完成力作用位置の水平変位

表-7 部材の状態と応答値

	応答変位 (m)	水平震度 K_h	部材の状態	
①	0.07	0.66	A2上側塑性ヒンジ	降伏
②	0.09	0.84	A1上側塑性ヒンジ	降伏
③	0.16	1.23	A1下側塑性ヒンジ	降伏
④	0.16	1.23	A2下側塑性ヒンジ	降伏
⑤	0.19	1.25	A2上側塑性ヒンジ	終局

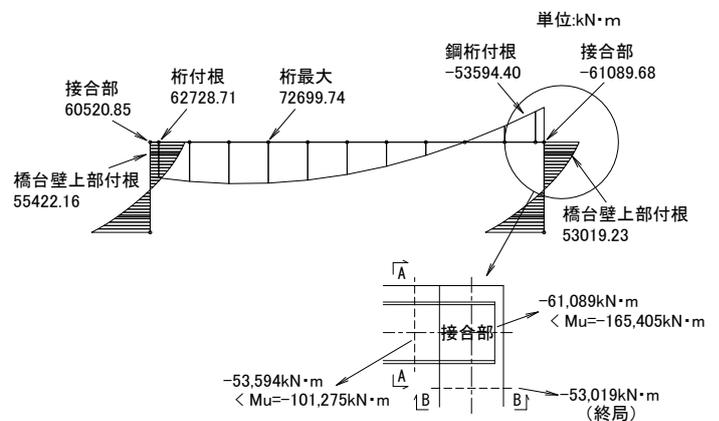


図-14 門型ラーメン全体系としての終局時曲げモーメント分布図

3.4 大規模地震動の影響のまとめ

大規模地震動の影響を検討するため、地震の影響を受けやすい門型ラーメン構造に対するプッシュオーバー解析を実施した。プッシュオーバー解析結果より、地震の影響を受けやすい支間長が長く橋台壁高が低いケースに対しても、レベル2地震動に対して耐震性能2を十分満足する結果となった。

また、レベル2地震動以上の地震力が作用した場合

であっても、設計上、損傷を誘導したい橋台壁上側で終局状態となり、その際に鋼桁、接合部に生じる断面力より、それぞれの耐力が上回ることが確認でき、レベル2地震動に対して十分な耐震性を有することが確認できた。

4. まとめ

門型ラーメン構造を対象として、斜橋の影響について検討した。その結果を以下にまとめる。

- 1) 斜角が小さくなると、鋼桁に発生するそりねじり応力度が大きくなりその影響は無視できないことが分かった。
- 2) ただし、本研究で対象とした鋼-コンクリート接合部の鋼桁圧縮フランジの板厚を限界幅厚比以下として応力度に余裕を持たせた断面とする場合は、鋼桁に発生するそりねじり応力の影響わずかであり無視できる程度であることが分かった。
- 3) 斜角が小さくなるにつれ、床版の鈍角側の引張応力度は大きくなり局部的に応力が集中していた。
- 4) 斜角 75° の場合、床版配筋や部分的な補強鉄筋を追加することで対応できるが、斜角 60° の場合、道示 II 9.2.6 に記載されている最小限度を下回る中心間隔での鉄筋配置が必要な結果となった。
- 5) 1)~4) より、門型ラーメン橋では、床版鉄筋や補強鉄筋の追加で対応できると考えられる斜角 75° 程度以上で適用可能と考える。一方で、フランジ断面の経済性を追求した設計を行う場合や床版の張出しが大きい場合は、有限要素解析を用いて検討を行うなど別途検討が必要である。

また、大規模地震動の影響を検討するため、地震の影響を受けやすい試設計ケースの単径間の門型ラーメン構造に対するプッシュオーバー解析を実施した。得られた知見を以下にまとめる。

- 6) プッシュオーバー解析結果より、地震の影響を受けやすいケースに対してもレベル2地震動に対して耐震性能2を十分満足する結果であった。
- 7) レベル2地震動以上の地震力が作用した場合、設計上、損傷を誘導したい橋台壁上側で終局状態となり、その際に鋼桁、接合部に生じる断面力より、それぞれの耐力が上回ることが確認できた。
- 8) 6), 7) より、単径間の門型ラーメン構造についても、インテグラルアバット構造と同様、常時荷重の組合

せケースに対して設計すれば、レベル2地震動に対して十分な耐震性を有する結果となり、レベル2地震動に対する照査は省略してよいと考えられる。

今後、本年度検討した斜橋の影響と大規模地震時の影響、昨年度検討した鋼-コンクリート接合部の抵抗機構に関する研究および(国)土木研究所で検討された信頼性解析結果などを踏まえて、橋台部ジョイントレス構造の設計施工ガイドラインを発刊する予定である。

謝辞

(独)土木研究所及び大阪工業大学(栗田章光教授, 大山理教授)との共同研究の一環として実施し、本研究に際して、早稲田大学の小野潔教授に多大なるご協力を頂いた。記して関係各位に感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I～V, 2012. 3.
- 2) 独立行政法人土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その1), 2007. 4.
- 3) 独立行政法人土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その2), 2008. 12.
- 4) 独立行政法人土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その3), 2012. 3.
- 5) Dassult Systems Simulia: : ABAQUS 6.13 Abaqus/CAE User's Guide, 2013
- 6) 独立行政法人土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書(その1), 2015. 3
- 7) 国立研究開発法人土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書(その2), 2017. 3(発刊予定)