

PC 箱桁定着部破壊解析委員会報告（その1）

— 外ケーブル定着部の非線形解析とマクロモデルの検討 —

内田 裕市*1・柳沼 善明*2・田辺 忠顕*3

1. はじめに

現在、新設橋梁の構造形式として外ケーブル構造が盛んに用いられている。また、既設橋梁の補強においても外ケーブル構造は一般的な工法の一つである。外ケーブルの定着方法の一つに突起定着があるが、突起定着部の終局耐力をはじめとする力学性状は、必ずしも十分な説明がなされているとはいえず、外ケーブル構造の適用にあたり解決すべき課題の一つとなっている。

突起定着部およびその周辺の挙動は梁理論や版理論で求めることはできないため、現行の設計では3次元線形FEM解析の結果を用いてコンクリートに発生する応力を制限したり、あるいは補強鉄筋量を算出している。しかし、現実の定着部は鋼材張力がある荷重を超えれば、ひび割れが発生し、補強鉄筋も基本的にひび割れ発生後にその効果を発揮するため、線形解析の結果からひび割れ発生後の挙動を推測することは根本的に無理がある。そのため、重要橋梁の建設にあたっては、定着部に設計荷重を作用させた場合に有害なひび割れが発生しないことを載荷試験によって確認している。ただし、この載荷試験においてはPC鋼材の破断荷重以上の荷重を載荷することはできないため、定着部が終局破壊に至るまで載荷されることはなく、設計上の終局荷重を作用させた時点で終了としているのが一般的である。したがって、載荷試験により定着部の破壊に対する安全率が1.0以上であることは確認できたとしても、真の終局耐力は不明であり、合理性に欠ける設計になっているといわざるを得ない状況にある。

このような背景のもと、プレストレストコンクリート技術協会では上記の課題に対して、平成13年5月に「PC箱桁定着部の破壊解析委員会」（委員長：田辺忠顕名古屋大学名誉教授、以下23名）を設置し、約3カ年にわたって検討を行ってきた。同委員会では、まず、各種の突起定着を対象として3次元非線形FEM解析によりその破壊性状ならびに終局耐力の解明を試みた。これは、とりもなおさず定着部の構造設計に非線形解析を適用することを念頭においたものである。複数の解析プログラムを用いて解析を行った結果、最大耐力点までであれば、現在市販されている解析プログラムでも解析が可能であり、実務レベルにおける非線形解析の利用についてある程度の見通しが得られた。しかし、非線形解析は入力パラメータによって解が大きく

変動することがあり、設計に用いるには非線形解析の結果の妥当性を別の方法で検証する必要がある。そこで、委員会活動の後半では、非線形解析の結果を検証するための方法として定着部の終局耐力を求めるためのマクロモデルの構築を行った。最後にこれらの結果を受けて、「外ケーブル定着部の性能照査型設計ガイドライン（試案）」²⁾としてとりまとめた。

ここでは、PC箱桁定着部の破壊解析委員会で作られた主な知見を2編に分けて報告することとし、本編では、まず突起定着部の3次元非線形FEM解析の結果と終局耐力のマクロモデルについて述べる。後編では、これらの解析結果に基づき、定着部の設計における安全率の考え方ならびに設計ガイドラインの試案について紹介することとする。

2. 3次元非線形FEMによる突起定着部の解析

2.1 解析の目的と解析対象

最初に、現在の3次元非線形FEMでPC箱桁の突起定着部の破壊性状をどの程度まで解析できるかを検討することとした。そこで、委員が利用できる4種類の解析プログラムを用いて、突起定着部の載荷試験のシミュレーションを行い、解析結果を比較することとした。さらに、要素分割や材料特性をパラメータとしたパラメータ解析を行った。

既往の突起定着部に関する実験では、載荷の困難さのため終局状態まで載荷されたデータはきわめて少ないが、平成10年に土木研究所（当時）とPC建設業協会の共同研究として実施された一連の実験³⁾の中にほぼ終局状態まで載荷されたと判断される試験体（試験体名：B1）があり、これを解析対象として採用することとした。また、同時に試験された試験体の中からさらに1体（試験体名：A3）を選び解析を行なうこととした。

試験の概要を図-1と写真-1に、両試験体の寸法を図-2に示す。両試験体とも箱桁の上床版を省略した形状であり、実橋のほぼ1/2スケールである。B1試験体では定着突起が下床版に、A3試験体では下床版とウェブとの隅各部に配置されている。A3試験体の定着突起部の長さは500mmであり、B1試験体の半分の長さとなっている。なお、B1試験体のように定着突起を床版のみに設けるのは実橋では一般的ではないが、比較のため実施されたものである。

載荷は反力壁の外側に設置された油圧ジャッキによりPC鋼棒を介して行なわれた。PC鋼棒の定着はアンカープレー

*1 Yuichi UCHIDA：岐阜大学 工学部 社会基盤工学科

*2 Yoshiaki YAGINUMA：日本大学 理工学部 社会交通工学科

*3 Tada-aki TANABE：名古屋大学 名誉教授

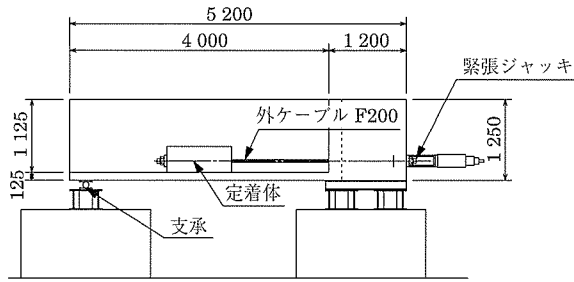


図 - 1 B 1, A 3 試験体の載荷方法

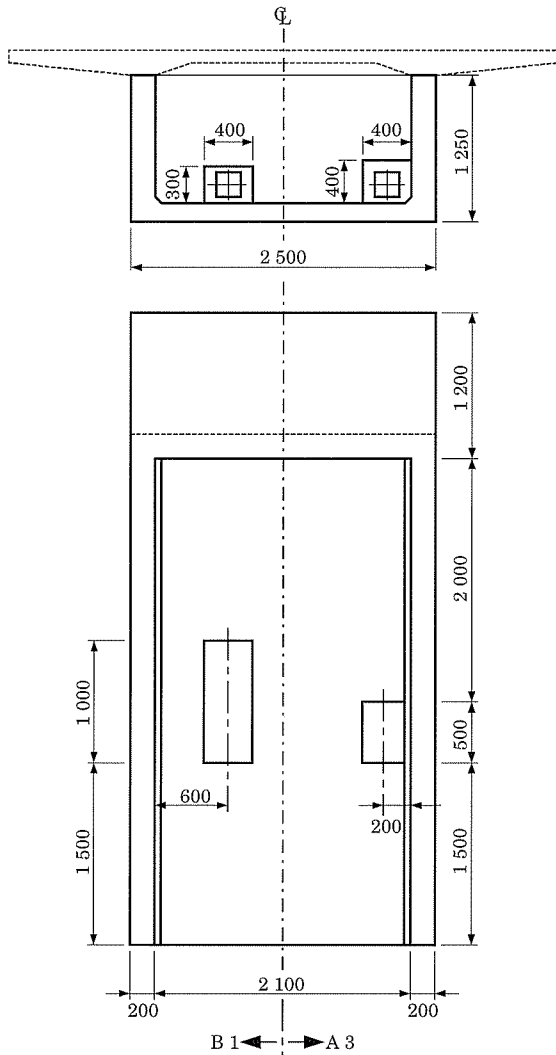


図 - 2 B 1, A 3 試験体の寸法

ト方式であり， $185 \times 185 \times 38$ mm の鋼板が使用されている。

載荷試験では，B 1 試験体はジャッキの油圧が上がらなくなるまで載荷されており，終局に達しているものと判断した。一方，A 3 試験体では $1.1 \sigma_{pu}$ (σ_{pu} : PC 鋼材の破断強度) 相当まで載荷した時点で載荷用 PC 鋼棒の容量に達したため試験を終了しており，このときの最大ひび割れ幅は 0.1 mm 程度と軽微なものであった。

以上の B 1, A 3 試験体は定着突起部近傍に着目したモデ

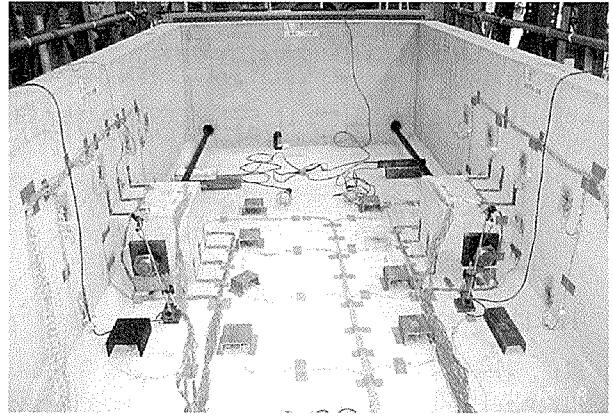


写真 - 1 A 3 試験体

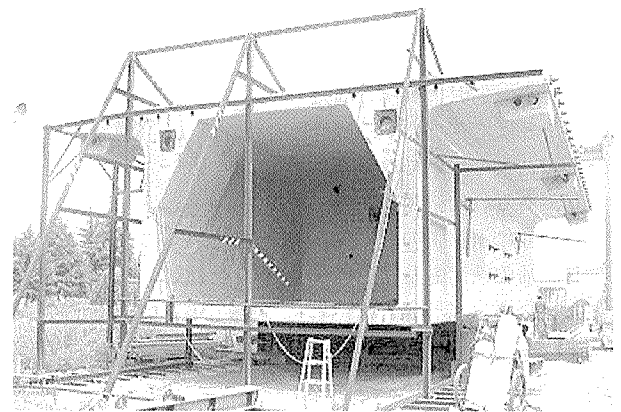


写真 - 2 見延橋試験体

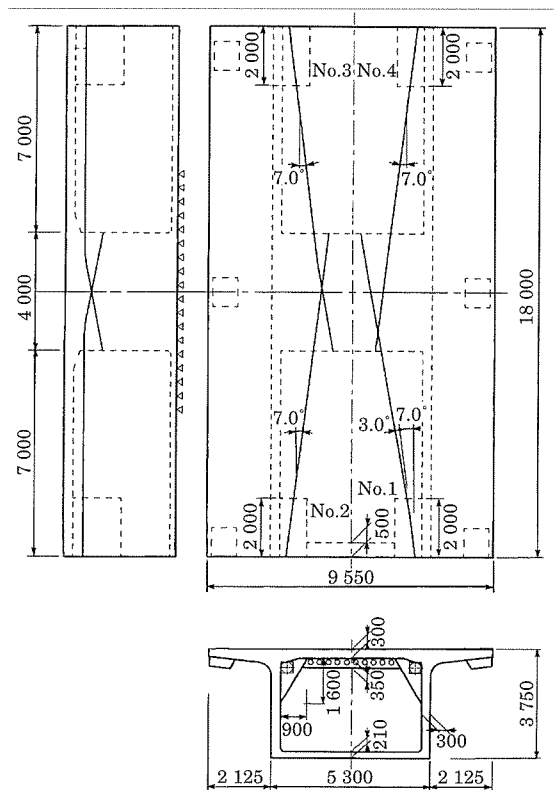


図 - 3 見延橋試験体の寸法

ルであり、試験体全体の形状および境界条件は実構造物とかなり異なっている。定着突起部の設計に対する数値解析の適用性を確認するうえで、より実構造物に近い形状、境界条件のもとで検討をする必要がある。

実大スケールの試験体を用いて破壊に至るまで載荷した試験は存在しないようであるが、設計荷重レベルでの確認を目的に行なれた試験はいくつかある。本委員会では、その一つとして日本道路公団において実施された中国横断自動車道「見延橋」の実大スケール試験体⁴⁾を解析することとした。

写真-2および図-3に見延橋の試験体を示す。上床版とウェブとの隅各部4箇所補強方法の異なる三角形の定着体が設けられている。また、ケーブルの水平面内の配置角度は実橋に合わせて7°とされている。なお、ここでは4

種類の定着体のうち、補強量がもっとも少ないNo.4定着体を解析対象とすることとした。見延橋試験体の場合も載荷の安全性から0.84 σ_{pu} まで緊張した時点で試験を終了しており、試験体は終局には至っていない。

2.2 各解析プログラムによる解析結果の比較

解析プログラムとしては、表-1に示す4種類を用いた。境界条件および強度、ヤング率、破壊エネルギーなどの基本的な材料特性はすべて同一として解析を行なった。ただし、コンクリートの構成則に関しては各プログラムにおいて代表的なものを使用することとした。

図-4にB1試験体の荷重（鋼材張力）-変位（アンカープレートの下床版に対する相対変位）および荷重-鉄筋ひずみ（載荷点直下スラブ上側軸方向鉄筋）関係を示す。B1試験体の最大耐力は、いずれの解析プログラムの結果も実

表-1 解析プログラムの種類

プログラム	開発元, 販売元	解析に用いた構成則の概要
ATENA	Cervenka Cons., 計算力学センター	・コンクリート圧縮側：弾塑性, 引張側：破壊エネルギーモデル ・ひび割れ：回転ひび割れ ・鉄筋：弾塑性
DIANA	TNO, JIPテクノサイエンス	・コンクリート圧縮側：Thorenfeldtモデル, 引張側：破壊エネルギーモデル ・ひび割れ：回転ひび割れ ・鉄筋：弾塑性
SLAP	鹿島建設	・コンクリート圧縮側：前川モデル, 引張側：破壊エネルギーモデル ・ひび割れ：固定ひび割れ ($\beta = 0.001$) ・鉄筋：弾塑性
LECOM	名古屋大学	・格子等価連続体モデル (圧縮, 引張 (破壊エネルギーモデル) それぞれ等価1軸の構成式) ・ひび割れ：固定ひび割れ (せん断格子) ・鉄筋：非線形1軸モデル

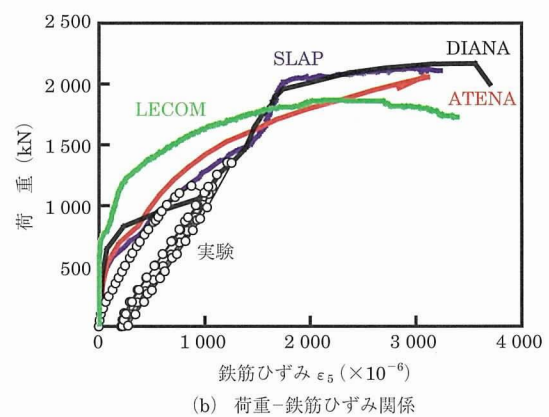
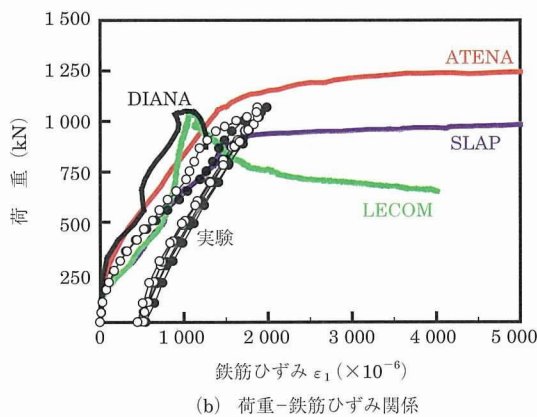
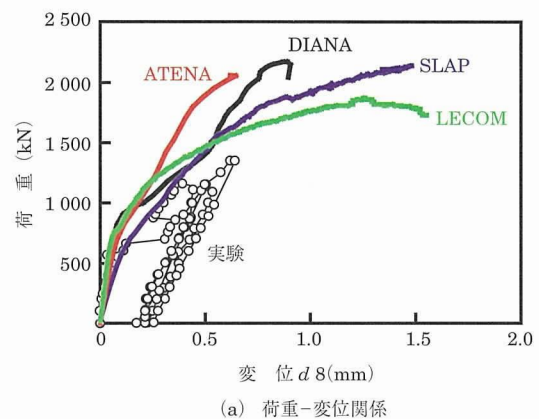
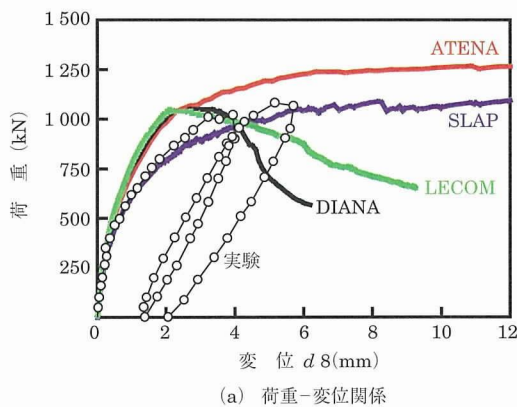
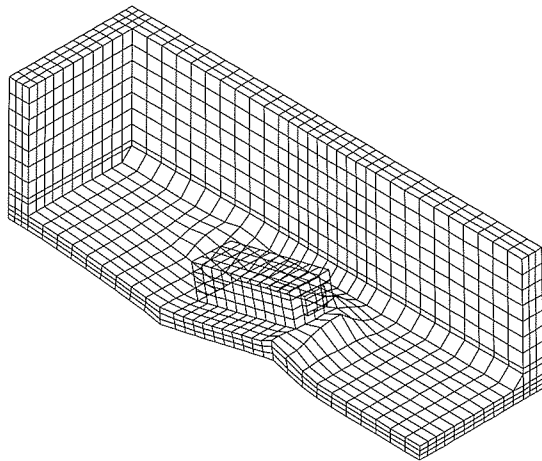


図-4 B1試験体の解析結果

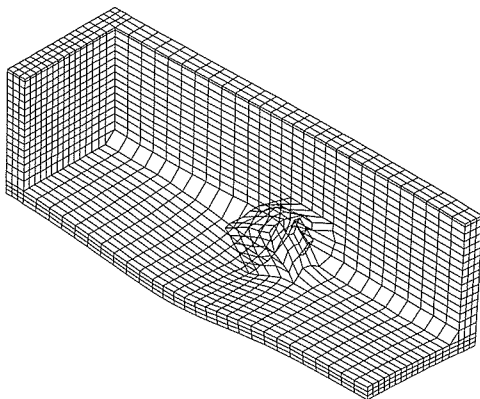
図-5 A3試験体の解析結果

験値にほぼ近い値となっている。一方、最大荷重点の変位、およびそれ以降の荷重-変位関係の挙動は解析プログラムによって大きく異なっている。これは、各プログラムで使用されているコンクリートの応力-ひずみ関係が異なっていることが原因の一つとして考えられる。また、鉄筋ひずみに関してもおおよその挙動は実験結果と整合しているものの、解析プログラムによって異なっている。鉄筋ひずみの解析値と実験値が合っていない原因としては、各プログラムの構成モデルの違いも考えられるが、分散ひび割れモデルを用いた場合の根本的な問題も含んでいる。すなわち、実験で得られる鉄筋ひずみは、局所の値であるのに対して、分散ひび割れモデルでは要素内の平均的な値であるため、実験と解析でひずみの定義そのものが異なっている。また、突起の端部近傍ではひずみ勾配が非常に大きく、解析では隣接する要素間、あるいは同一要素内でも積分点によってひずみが大きく異なり、解析結果のポスト処理によってもひずみの値が変わってしまうという問題がある。

図-5にはA3試験体の荷重-変位曲線および荷重-鉄筋ひずみ(突起-ウエブ接合鉄筋)曲線を示す。A3試験体の場合は、実験は終局に達する以前に終了しているため解析値と比較することはできない。しかし、B1試験体の場合と同様、変形については解析プログラムによって異なっているが、最大耐力についてはプログラム間での差は小



(a) B1 試験体



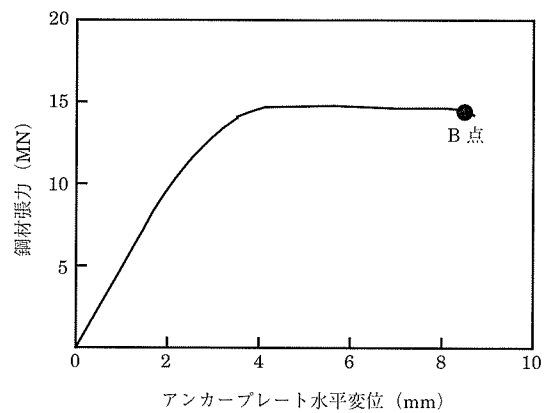
(b) A3 試験体

図-6 最大荷重時の変位増分

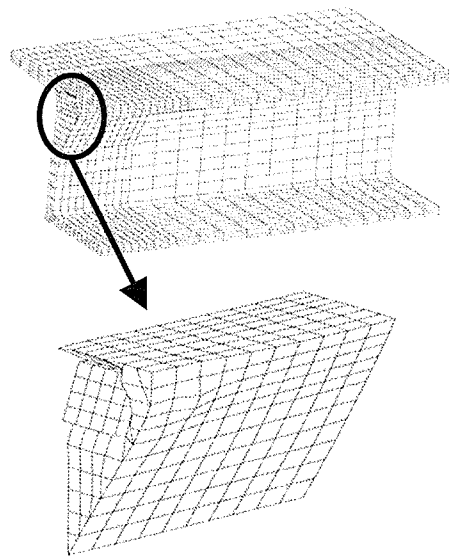
さい。

図-6には最大耐力時の増分変位の状況を示す。同図によれば、B1試験体の場合には突起が剛体回転を生じ、突起の前方と後方の床版の曲げ変形が卓越している様子が視える。また、床版軸方向の鉄筋ひずみの解析値も降伏しており、B1試験体の場合には、床版、すなわち箱桁本体が破壊することで終局に達しているものと判断される。一方、A3試験体の場合には突起のウエブ接合面の変形が卓越しており、接合面の破壊によって終局に達しているものと判断される。

図-7には見延橋試験体の荷重-変位曲線と変形図を示す。この試験体の最大耐力は、設計上の終局時張力6.5 MN(試験は5.9 MNで終了)に対して、解析値は2.3倍程度の値となった。また、このときの変形状態は、アンカープレートが陥没する様相を呈しており、定着体の内部破壊によって終局に達したものと考えられる。ただし、実際の試験体の定着具はリブキャストアンカーが用いられているのに対して解析ではモデル化を簡単にするため、アンカープレート方式としており、このことにより陥没が生じた可能性がある。したがって、この試験体の場合には定着体内部の



(a) 荷重-変位関係



(b) B点における変位状態

図-7 見延橋試験体の解析結果

詳細なモデル化が必要と考えられるが、場合によっては本解析結果のように定着体内で破壊が生じる可能性があることが示されたことになる。なお、解析における最大耐力に関しては、解析プログラムによる大きな差は見られなかった。

2.3 定着突起の破壊パターン

以上の解析によって明らかになったことは、突起定着の破壊パターンが少なくとも3種類存在することで、それらは突起定着部の全体構造体における相対的な位置関係、配筋の方法、突起自体の形状などによって決定されるようである。3種類の破壊パターンは以下の通りである。

- パターンⅠ 定着突起内部の抵抗機構の破壊
- パターンⅡ 突起と床版あるいはウエブとの境界におけるスリップ破壊
- パターンⅢ 桁本体の構造破壊

2.4 パラメータ解析

非線形 FEM 解析では、構造のモデル化や材料の構成則によって解析結果が大きく変化することがある。そこで、上記の3つの試験体を対象に要素分割とコンクリートの構成則をパラメータとした解析を行なった。紙面の都合上、ここではパラメータ解析の結果の概要のみを紹介するので、詳細については委員会報告書を参照されたい。

(1) 要素分割

床版とウエブに関しては、断面内のひずみ勾配が再現できるようにそれぞれ厚さ方向に3分割以上すれば、巨視的な荷重-変位関係には要素分割の影響はみられなかった。しかし、破壊が集中する突起および突起周辺に関しては、ひずみ勾配が大きいため、ある程度細かく分割しないと耐力が過大評価される危険性があることが示された。

また、最近、コンクリートの破壊エネルギーと要素寸法を考慮した構成則が用いられることが多いが、この場合には、要素寸法により応力-ひずみ関係を変化させることになるため、解析結果で得られるひずみは要素寸法に依存してしまうことに注意する必要がある。

(2) コンクリートの構成則

①引張側構成則

桁本体が破壊する B 1 試験体では、引張側構成則により応答が異なる結果となった。すなわち、コンクリートの引張剛性モデルの設定の仕方により応答が変化した。一方、A 3 試験体のように局所的な破壊が生じる試験体や見延橋試験体のような定着内部での破壊が卓越する試験体では、引張側構成則の影響は小さい。

②圧縮側構成則

圧縮軟化を考慮した場合には、考慮しない場合と比較して、収束性が悪くなり、最大荷重到達以降急激な荷重低下が見られるケースがあった。一方、軟化勾配を考慮しない場合は、途中の収束性は良好ではあるが解が発散するまでピーク点が現れず、最大耐力を過大評価する可能性がある。

多軸圧縮状態のコンクリートは一軸圧縮強度に対して強度が増大し、一方、横び割れが発生した場合には低下することが知られている。A 3 試験体（接合面でのス

リップ破壊）ではとくに横び割れによる圧縮劣化が耐力に影響することが示された。

③せん断モデル

桁本体が破壊した B 1 試験体では、ひび割れ発生後のせん断モデルにより解が変化した。すなわち、固定ひび割れモデルにおいてせん断低減係数 β を小さくするほど耐力が小さくなり、 $\beta = 0.001$ 程度としたとき回転ひび割れモデルによる結果とほぼ一致し、実験結果とも一致する結果となった。一方、局部破壊を生じる A 3 試験体と見延橋試験体では、せん断モデルの影響はほとんどみられなかった。したがって、破壊モードが不明な段階では回転ひび割れモデルもしくは β を小さくした固定ひび割れモデルを用いて解析を試みるのがよいと考えられる。

2.5 全体系の解析

前節の実験および解析は、基本的に定着突起を含んだ部分モデルによるものである。しかし実設計においては、各施工段階および完成系での照査が必要となる。とくに、完成系における定着部の安全性を検査する場合には、定着部に作用する鋼材張力のみでなく終局時の桁の断面力も考慮する必要がある。すなわち、緊張力による定着部の破壊パターンが B 1 試験体のように桁本体に及ぶ（2.3 節のパターンⅢの破壊の）場合には、構造全体系での断面力により破壊が助長される可能性が考えられるため、定着部の安全性を照査するためには構造全体系での照査が必要となる。そこで、全体系での定着部の破壊を3次元非線形 FEM により解析する場合の基本的な考え方について検討した。

①全体系のモデル化

図-8に見延橋の一般図を示す。解析対象の一例として図-9示すように、P2-P3橋脚間の桁のP2側から7mの位置にある定着体を想定する。問題を簡単にするために、橋梁を左右対称と仮定することでP2-P3間の左半分のみをモデル化することとする。スパン全体を立体要素でモデル化することは計算機の容量の点から現実的ではないため、着目する定着体の近傍のみを立体要素でモデル化し、残りの桁部分は梁要素でモデル化することとした。なお、立体要素でモデル化する部分の大きさは、サンブナンの原理に従い、着目する定着体の位置から桁高さの2倍以上とればよいと考えられる。

②解析の手順

解析は以下の3ステップで行なうこととした。

Step 1：使用時応力状態の再現

使用時のプレストレスおよび荷重を作用させ初期応力状態を作る。なお、このとき各施工段階での構造系ならびに応力状態を考える必要があるが、この点に関しては、時間の都合上、委員会では十分な検討ができなかった。

Step 2：終局時断面力の載荷

設計時の終局時断面力を荷重として非線形解析を行なう。

Step 3：PC鋼材張力の増加

Step 2の終局時断面力を保持したままPC鋼材の張力のみを漸増し、PC鋼材の張力増による終局状態を確認す

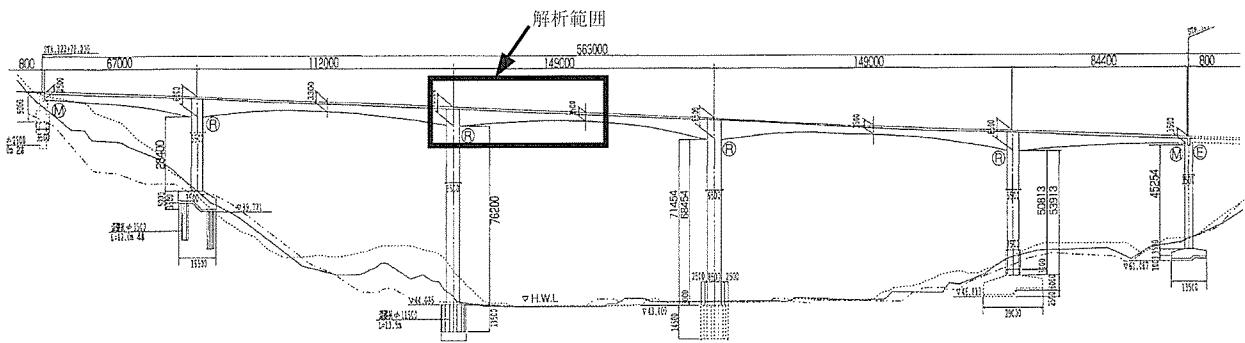


図-8 見延橋一般図

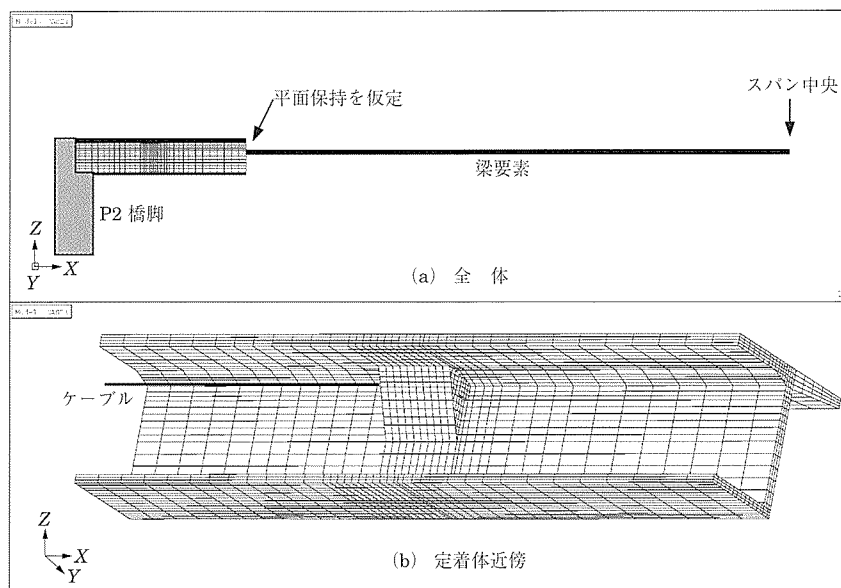


図-9 全体系の解析モデル

る。

③解析結果

図-9に示したモデルについて上記のステップにしたがって解析を行った。なお、2.2節で示したように見延橋試験体ではアンカープレートの陥没によって終局に達したため、この全体解析では突起をすべて弾性体として解析を行った。その結果、突起の破壊パターンは突起と桁の接合面付近のスリップ破壊の様相を示し、全体系での鋼材張力の最大耐力は桁の終局時断面力の影響をほとんど受けず、定着近傍のみを切出し、桁の断面力を考慮しない部分モデルでの解析結果とほとんど差が見られない結果となった。しかし、この結果は問題を単純にするために構造系、設計断面力等を簡略化した場合での結果であり、条件が異なれば断面力が定着部の耐力に影響することは十分に考えられる。この解析例から、立体要素と梁要素を組み合わせることで、全体系での定着部の破壊を3次元非線形FEMで解析可能であることが示された。

3. マクロモデルによる定着部の破壊耐力の推定

突起定着部の安全性は、非線形FEM解析を用いて突起

定着部の最終破壊形態や最大耐力を評価する試みが行われているが、現在のところ非線形解析の精度が未確認である。そこで、マクロ的な観点から突起定着部の破壊耐力を推定する方法を考案したが、この方法も非線形解析と同様十分な使用実績があるわけではない。しかし、非線形解析結果とまったく計算過程が異なるマクロモデルによる計算結果とを比較することによって、耐力の推定に重大な誤りが生じる可能性を減少させることを考えた。ここで主として述べるのは、構造体破壊の場合のマクロモデルであるが、いずれも上界定理に基づいている。また、上界定理の適用にあたっては、その解を真値への近づけるために、仮想変位を考えるための回転軸位置の仮定が重要であるが、これらは、非線形FEM解析結果から判断している。

ここでは、突起定着部の周囲を取り出した free body の各断面に、その断面の終局耐力に相当する断面力が作用しているものとして、上界定理に基づく破壊耐力を算出するマクロモデルを構築した。なお、マクロモデルで用いる各終局耐力はすべて土木学会コンクリート標準示方書に示されている部材の終局耐力を適用して計算するものである。

3.1 マクロモデル構築に向けたシェル要素を用いた解析
マクロモデルの構築には、free body の大きさ、各断面に

作用する断面力、および free body の回転軸の位置と方向を明らかにする必要がある。そのために、シェル要素を用いた非線形解析を行い、まずマクロモデル構築のための基礎情報を収集することとした。

ここでは、構造体での破壊を再現するために定着突起を弾性ソリッド要素、それ以外のウェブおよび下床版（上床版）を非線形シェル要素とした解析モデルを作成し、定着突起部周辺の部材のひずみ、応力度の分布状況の把握等を行った。

(1) B1 試験体

突起は弾性ソリッド要素でモデル化し、上下床版、ウェブ、奥壁については、面外せん断変形を考慮した Reissner-Mindlin の仮定にもとづくシェル要素を用いた。解析は、複合非線形解析プログラム SLAP を用いて行った。図 - 10 に荷重-変位関係の解析結果を示す。変位 3 mm 程度で第 1 ピークを迎え、その後一旦荷重が低下したのち、変位が 8 mm を越えたところで第 2 ピークを迎えている。

本解析では、マクロモデル構築の際の基礎情報を得る目的で、図 - 11 に示す定着突起から $D/8$ 、 $D/2$ 、 D (D は下床版厚) だけ離れた位置での断面力を評価し、橋軸直角まわりのモーメントに対する各断面力の分担率を求めた。なお、図 - 11 は突起を上から見た図であり、断面 I が突起背面、断面 II が突起外側（ウェブ側）、断面 III が突起前面（アンカープレート側）、断面 IV が突起内側（試験体中心軸側）である。また、モーメントを求める場合の軸は、橋軸方向は突起中央位置、鉛直方向は下床版の図心を通る軸とした。

断面力の分担割合の全体的な傾向は、 $D/8$ 、 $D/2$ 、 D のいずれの切断面でもほぼ同様で、断面 I と III の面外せん断

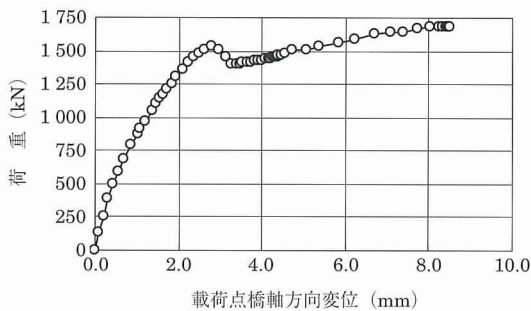


図 - 10 B1 試験体のシェル要素による解析結果

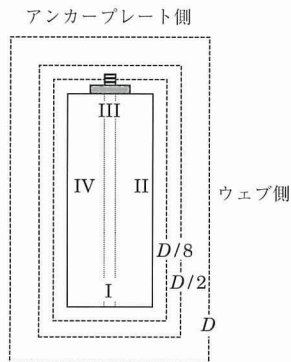


図 - 11 断面力の評価位置

力と断面 II のねじりモーメントで鋼材張力による外力モーメントの 70 % 程度分担している。第 1 ピークまでは、断面 I の圧縮曲げが 15 % 程度分担しているが、ピークを過ぎると分担率が急激に低下している。また、それに伴い断面 IV の外側ねじりの分担が増加している。また、第 2 ピーク付近では、外側ねじりの分担が低下しており、定着突起とウェブ間の破壊が進行している。図 - 12 は第 1 ピーク時の圧縮損傷分布を示している。定着突起の回転軸は、突起中央よりもいくぶん載荷面（アンカープレート）側に位置しているものと推定される。

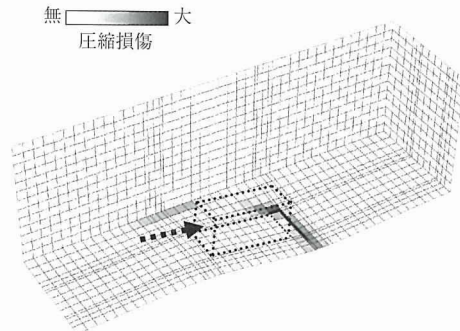


図 - 12 圧縮損傷分布（第 1 ピーク時）

(2) A3 試験体

解析には、DIANA を使用した。図 - 13 に最大荷重時のひび割れひずみのコンター図を示す。変形倍率は 100 倍としている。この図から突起周辺で破壊していることがわかる。

さらに、回転軸の位置を判断することは厳密には難しいが、各要素に作用する面外せん断力およびねじりモーメントから推定した結果、回転軸のおおよその位置は突起の前面がウェブの中心面と交差する位置にあるものと判断された。

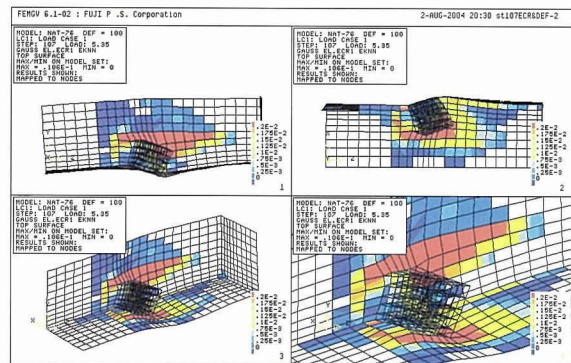


図 - 13 ひび割れひずみコンター図

3.2 突起定着部のスリップ破壊に対する破壊耐力

突起定着部の境界面におけるスリップ破壊の場合には、式(1)に示す土木学会コンクリート標準示方書の設計せん断伝達耐力を適用する。

$$V_{cud} = (\tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_{yk} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) A_c + V_k \quad (1)$$

ここに、 $\tau_c = \mu \cdot f_{ck}^b (\alpha \cdot p \cdot f_{yk} - \sigma_n)^{1-b}$ 、 $\tau_s = 0.08 f_{yk} / \alpha$ 、 $\alpha = 0.75 \{1 - 10(p - 1.7 \sigma_n / f_{yk})\}$ 、 f_{ck} ：コンクリートの圧縮強度、 f_{yk} ：鉄筋の降伏強度、 σ_n ：せん断面に垂直に作用する平均応力度、 p ：せん断面における鉄筋比、 A_c ：せん断面の面積、 θ ：せん断面と鉄筋のなす角度、 b ：面形状を表す係数、 μ ：摩擦係数、 V_k ：せん断キによるせん断耐力である。

FEM 解析結果から、A 3 試験体では突起定着部がウェブと下床版からスリップして破壊に至っている。突起はスラブとウェブとの二面に接合面を持っているため、突起の破壊耐力をそれぞれの接合面でのせん断伝達耐力の和として求めると、A 3 試験体のせん断伝達耐力 V_{cw} は約 2 568 kN と計算される。FEM による荷重-変位関係 (図 - 5(a)参照) によれば、FEM の解析結果は解析プログラムにより違いがあるものの、最大荷重はおおむね 2 000 kN である。せん断伝達耐力から求めたスリップ破壊の破壊耐力は各解析プログラムよりも若干大きめの値となっている。

3.3 桁断面のウェブあるいはスラブの破壊耐力

(1) 破壊耐力の算出方法

この破壊耐力は、突起がウェブと床版の隅角部から離れた位置に配置された場合と、隅角部に配置された場合の 2 種類に大別される。

前者の場合の箱桁から突起定着部の周囲を切り出した free body (図 - 14 参照) について、各断面に作用している力とモーメントの成分をそれぞれ図 - 15 と図 - 16 に示す。N, S, Q はそれぞれ軸力、面内せん断力、面外せん断力で、M と T はそれぞれ曲げモーメントとねじりモーメントで、

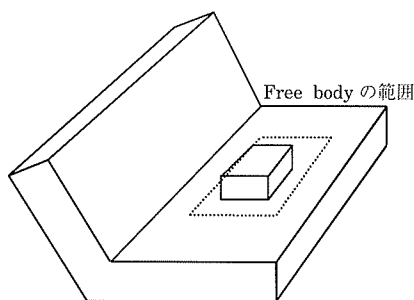


図 - 14 箱桁の突起定着部を取り出した図

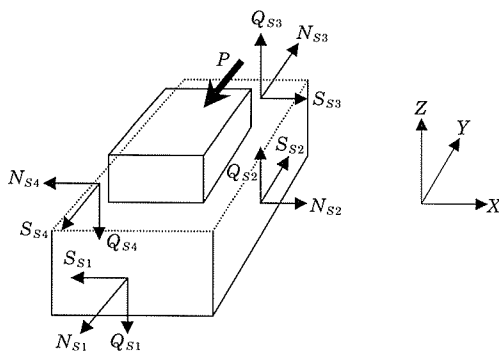


図 - 15 free body の各断面に作用している力

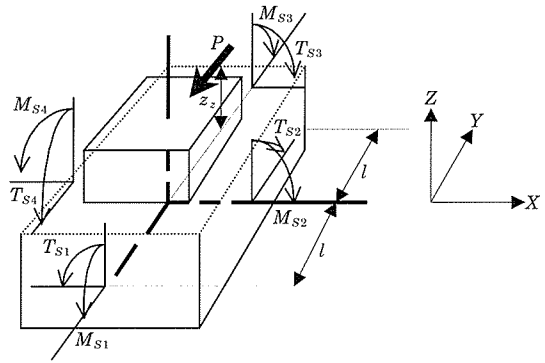


図 - 16 free body の各断面に作用しているモーメント

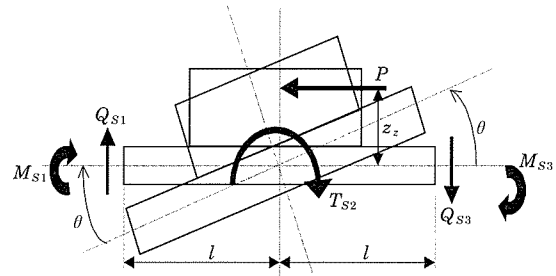


図 - 17 仮想変位 θ を与えた時の剛体変形

free body には定着力 P が作用している。free body の各断面の断面力は、各辺の中央、中心に作用していると考えられる。突起定着部が終局状態で各断面力 M_{s1} 、 M_{s3} 、 T_{s2} 、 T_{s4} 、 Q_{s1} 、 Q_{s3} がそれぞれ塑性限界に達して、極限解析が可能な状態であるとする。突起定着部がスラブ中心で X 軸まわりに θ だけ剛体回転したとして (図 - 17 参照)、仮想仕事の原理から

$$P_{ult} \cdot z_z \cdot \theta = (-M_{s1}^e \cdot \theta + M_{s3}^e \cdot \theta + 2 \cdot T_{s2} \cdot \theta) - l \cdot \theta \cdot (Q_{s1}^e + Q_{s3}^e) \quad (2)$$

ゆえに、この場合の破壊耐力は、

$$P_{ult} = \frac{1.0}{z_z} \cdot (-M_{s1}^e + M_{s3}^e + 2 \cdot T_{s2}) - \frac{l}{z_z} \cdot (Q_{s1}^e + Q_{s3}^e) \quad (3)$$

となる。この破壊耐力は上界定理による一つの極限荷重である。

突起をウェブと下床版の隅角部に配置した場合にも、上述と同様に、突起定着部の破壊耐力が式 (4) と式 (5) のように誘導できるが、ここでも上述の場合と同様に仮想変位を考慮する回転軸の位置の仮定が重要である。回転軸のおおよその位置は非線形 FEM 解析によって知ることができ、この判断方法については委員会報告書を参照されたい。X 軸まわりに free body が回転する場合

$$P_{ult} = \frac{1.0}{z_z} (-M_{s1}^e + T_{s2}^e + M_{s3}^e - Q_{s1}^e \cdot l_1 - Q_{s3}^e \cdot l_1 - N_{w1}^e \cdot l_3 + S_{w1}^e \cdot l_1 - S_{w2}^e \cdot 2l_3 + N_{w3}^e \cdot l_3 + S_{w3}^e \cdot l_1) \quad (4)$$

Z軸まわりに free body が回転する場合

$$P_{ult} = \frac{1.0}{z_z} (-M_{w1}^{w1} - T_{w2}^{w2} + M_{w3}^{w3} - N_{s1}^{s1} \cdot l_2 - S_{s3}^{s3} \cdot l_1 + S_{s2}^{s2} \cdot 2l_2 + N_{s3}^{s3} \cdot l_2 - S_{s3}^{s3} \cdot l_1 - Q_{w1}^{w1} \cdot l_1 - Q_{w3}^{w3} \cdot l_1) \quad (5)$$

ここに、 z_x と z_z はそれぞれ X 軸と Z 軸から定着力 P の作用位置までの距離である。

突起定着部の極限荷重は、それぞれ式(4)と式(5)で求め、小さい方の荷重を突起定着部の破壊耐力とすればよい。

式(2)～(5)中の各断面に作用している終局耐力 M^w , T^w , N^s , S^s , Q^w は、土木学会コンクリート標準示方書に示されている部材の終局耐力を適用して求めるものとする。なお、ここでは断面の終局耐力は安全係数をすべて 1.0 として計算する。

(2) 突起を隅角部から離れた位置に配置した場合 (B1 試験体)

マクロモデルの大きさは、突起の周囲を 1.0 D だけ広げた free body とする。ここに、 D は床版の厚さである。Free body の各断面を図 - 18 のように S1～S4 と名づける。

各断面に作用している断面力について、マクロモデルとシェル要素による FEM との計算値の比較を図 - 19 に示す。FEM の解析値が断面 S2 と S4 で大きく相違している。これは、B1 試験体のひび割れ状況と FEM 解析結果を見ると、突起定着部が荷重載荷方向の左右断面で変形が異なり、作用しているねじりモーメントがそれぞれの断面で異なっているためである。S2 と S4 の合計を見ると、マクロモデルの計算結果は FEM 解析値とほぼ同じ値となっている。ここで、断面力はすべて回転軸まわりのモーメントで表示し、換算モーメントと呼ぶことにする。

free body の範囲を 1.0 D とすれば、破壊耐力の計算値は

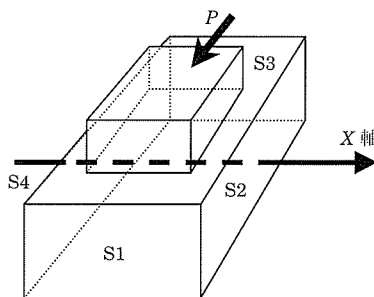


図 - 18 B1 試験体の free body と回転軸

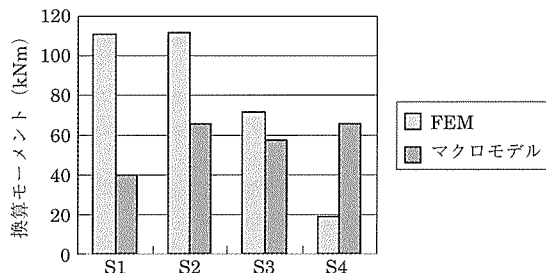


図 - 19 各断面の分担力 (B1 試験体)

約 1 103 kN となり、FEM の最大荷重の解析値 (約 1 000 ～ 1 250 kN) の間にある (図 - 4(a) 参照)。したがって、free body は突起の周囲を 1.0 D だけ広げた範囲とすれば、各解析プログラムの解析結果と概ね一致する破壊荷重が計算される。

(3) 突起を隅角部に配置した場合 (A3 試験体)

マクロモデルにより破壊耐力を計算する場合には、free body の回転軸位置を確定することが重要である。FEM シェル要素の解析結果に基づき、ここでは回転軸が free body の前面 (すなわち載荷面側、図 - 20 参照) にあるものとして、マクロモデルの計算を行なう。破壊耐力を求める場合、式(4)と式(5)は回転軸が free body の Y 軸方向の中央で導かれているため、回転軸から断面力の作用位置までの距離 (l_1 , l_2 , l_3) のとり方に注意が必要である。

free body を 1.0 D とした場合の各断面が分担している換算モーメントについてマクロモデルと FEM の比較を図 - 21 に示す。マクロモデルによる各断面が分担する換算モーメントは、FEM 解析値とおおむね一致している。

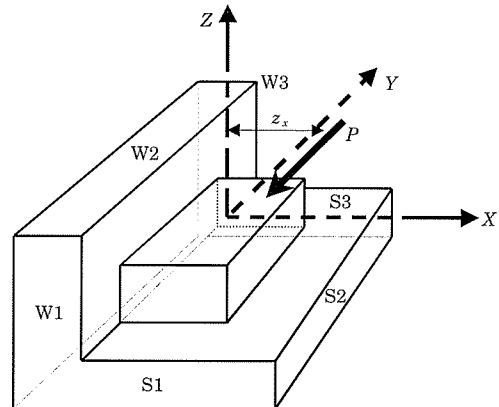


図 - 20 A3 試験体の free body と回転軸

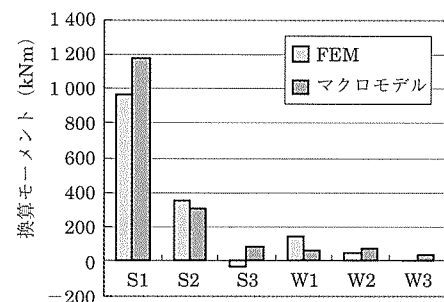


図 - 21 各断面の分担力 (A3 試験体)

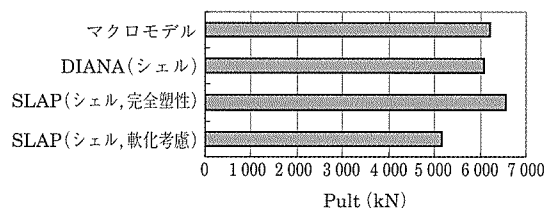


図 - 22 破壊耐力の比較 (A3 試験体)

free body を 1.0 D としたマクロモデルによる破壊耐力と FEM 解析値を比較し図 - 22 に示す。各 FEM 解析プログラムにより破壊耐力の値にはばらつきがあるものの、マクロモデルによる破壊耐力の計算値は FEM 解析値とおおむね一致しているものと思われる。

(4) マクロモデルによる見延橋の破壊耐力

見延橋の場合では FEM 解析結果からの回転軸に関する情報は不明である。そこで、回転軸の種類 (X と Z 軸) ならびにその位置を変化させてそれぞれ破壊耐力を求め、その中での最小値を破壊耐力とする方法で見延橋の破壊耐力を求めるものとする。見延橋の突起の形状は三角形断面 (図 - 3 参照) であるため、長方形断面の場合と比較して、突起がその周辺の上床版とウェブに与える影響が小さいものと推察される。そのため、free body の範囲を 0 D と 1.0 D の両者について破壊耐力を計算して比較検討する。回転軸の位置を free body の背面、中央、前面として、破壊耐力を求めた結果、回転軸を Z 軸とした破壊耐力の値が X 軸で計算したものよりも小さい値となり、図 - 23 に示すように回転軸を中央とした場合が最小値を示している。

見延橋に対してマクロモデルの計算値と FEM の各解析プログラムとの比較を図 - 24 に示し、マクロモデルの適用性を検討する。図中の FEM の破壊耐力は、一見大きくばらついているように見えるが、おのおの解析上の前提が異なっているためである。

DIANA (シェル, 完全塑性) はコンクリートを完全塑性体として、軟化材料と仮定しなかったために耐力が一番大きくなっている。一方、一番小さな耐力を示している ATENA (要素寸法小) はソリッド要素を用い突起、桁ともに圧縮・引張軟化を考慮した弾塑性体としたものであり、

要素寸法が小さいことにより突起内において局所的に大きなひずみが発生し、そのため耐力が小さくなっている。DIANA (ソリッド, 突起弾性) と DIANA (ソリッド, 補強鉄筋弾性) のモデルの違いは、突起と桁との接合鉄筋の特性の違いであり、前者は弾塑性、後者は弾性としたものである。両者の比較から、耐力に対して接合部のモデル化が大きな影響を与えていることがうかがえ、後者は接合面の鉄筋が降伏しないため、シェル要素を用いた DIANA (シェル, 軟化考慮) の結果にはほぼ一致している。なおシェル要素を用いた解析では、いずれの場合も突起と桁は剛結されているため、突起と接合している部分のシェル要素は破壊せず、周辺の要素が破壊している。

以上より、桁の破壊を対象としたマクロモデルと比較すべき FEM の解析結果は、DIANA (ソリッド, 補強鉄筋弾性)、ATENA (要素寸法大)、DIANA (シェル, 軟化考慮) および SLAP (シェル) の結果である。マクロモデルによる破壊耐力をこれらの FEM 解析値と比較すると、マクロモデルの設計断面を 1.0 D とした場合には FEM 解析値のほぼ上限を、0 D とした場合には FEM 解析値のほぼ下限となり、大部分の各解析プログラムの破壊耐力はこの範囲の中に入っている。

4. ま と め

本委員会では PC 定着部の合理的な設計法の確立を目的に、設計において 3 次元非線形 FEM の適用の可能性について検討した。その結果、現在の解析技術および計算機の能力で突起定着の破壊パターンおよび破壊耐力は 3 次元非線形 FEM でほぼ推定可能であることが示された。また、橋梁全体系における定着部の安全性を検討する場合の解析フローとモデル化の一例を示した。しかしながら、非線形 FEM では入力パラメータによって応答が大きく変化する可能性がある。そこで、その精度を検証するために数値解析に代わる方法として突起定着部の破壊耐力のマクロモデルを構築した。このマクロモデルでは、突起の接合面がスリップ破壊する場合には、コンクリート示方書のせん断伝達耐力式を適用し、桁本体が破壊する場合には、突起の周辺を 1.0 D だけ広げた範囲の free body の極限耐力として算出される。

次報では以上の知見に基づいて検討された PC 定着部の設計法について報告する予定である。

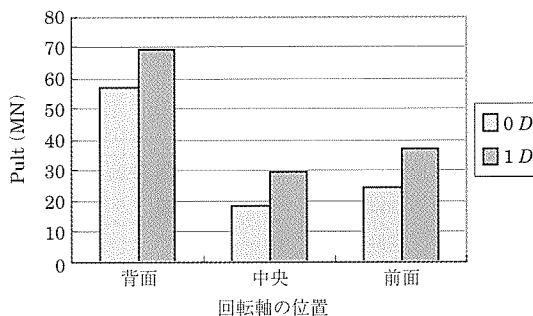


図 - 23 回転軸位置を変化させた破壊耐力 (Z 軸)

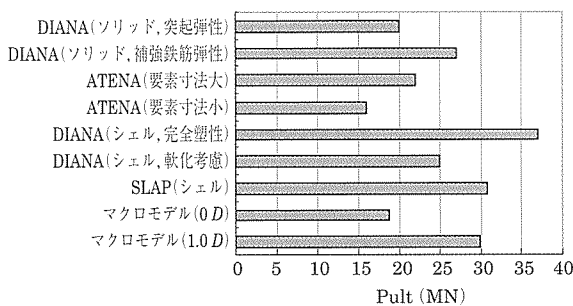


図 - 24 破壊耐力の比較 (見延橋)

参考文献

- 1) PC 箱桁定着の破壊解析委員会：PC 構造の設計における非線形解析の応用，プレストレスト技術協会，2003
- 2) PC 箱桁定着の破壊解析委員会：PC 定着部の破壊解析に基づく性能設計，プレストレスト技術協会，2004
- 3) 西川，廣松，伊藤：外ケーブル定着突起の形状および配筋に関する研究，11 回プレストレストコンクリート発展に関するシンポジウム論文集，pp.781-786，2001
- 4) 大中，橋川，加藤，中村：中国横断自動車道見延橋の設計，コンクリート工学，Vol.39, No.12, pp.38-45, 2001

【2004 年 11 月 30 日受付】