

論文 RC ラーメン橋脚梁部のせん断耐力の解析的検討

坂田 秀生*1・幸左 賢二*2・吉原 聡*3・田崎 賢治*4

要旨: RC ラーメン橋脚梁部の帯鉄筋量をパラメータとした実験を行った結果、破壊形態は梁部のせん断破壊であった。そこで FEM 解析によって、梁部のせん断損傷の評価を行った。具体的には、梁部における挙動を応力やひずみにより評価した。その結果、今回の実験におけるせん断破壊は、変形に伴うコンクリートのせん断抵抗の減少が原因であることが確認できた。
キーワード: RC ラーメン橋脚, 有限要素解析, 塑性ヒンジ, せん断耐力

1. はじめに

兵庫県南部地震では数多くの RC 橋脚に被害が生じたが、単柱式橋脚の被害率が高く、RC ラーメン橋脚の被害は比較的少なかった。震災後、柱部については単柱と同様の補強が行われたが、梁部の補強は実施されていない。従って、建設時に比べ梁部が相対的に弱点になっている可能性がある。

そこで、本研究では RC ラーメン橋脚梁部のせん断損傷において支配的であると考えられる梁部の帯鉄筋量をパラメータ (No.1 帯鉄筋比 0.16%, No.2 帯鉄筋比 0.08%, No.3 帯鉄筋比 0%) とした地震時挙動再現実験を対象として 2 次元弾塑性 FEM 解析を行い、最終破壊形態であるせん断損傷部に着目した検討を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体諸元

実験は実物の RC ラーメン橋脚を対象とした 1/8 供試体モデルを作成した。実橋では柱の主鉄筋比が 0.40% となっており、設計上の柱の曲げ降伏、梁の曲げ降伏およびせん断耐力がほぼ一致している。しかし、本実験の目的は、梁の損傷メカニズムの評価であるので、梁の損傷形態をより明確にするために、供試体の柱主鉄筋には 1 ランク太径を用いた。図-1 に以上により決定された No.1 供試体配筋図を示す¹⁾。

2.2 実験方法

載荷荷重としては、地震力に相当する慣性力を梁端部での水平単調荷重として載荷している。最大荷重付近までは 30kN きざみで単調漸増載荷し、最大荷重までは荷重制御で、それ以降は変位制御で載荷を行った。

測定項目は、各部材の変位、梁および柱の主鉄筋ひずみ、帯鉄筋ひずみである。

2.3 供試体損傷状況

図-2 に No.1 供試体の最終損傷状況を示す。

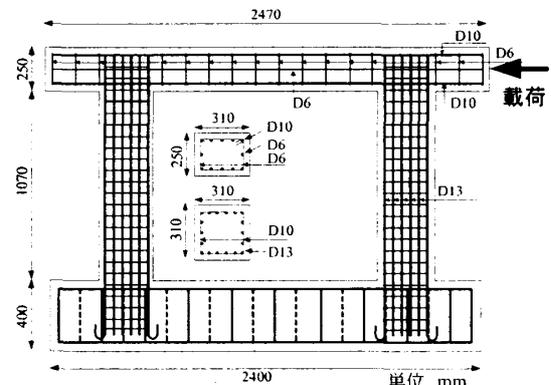


図-1 No.1 供試体配筋図

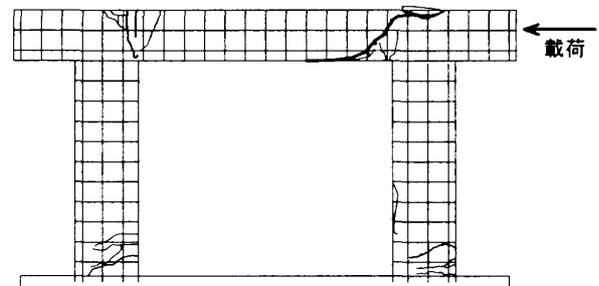


図-2 No.1 供試体最終損傷状況

*1 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)
 *2 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (正会員)
 *3 阪神高速道路公団 保全施設部 保全技術課
 *4 大日本コンサルタント(株) 東京事業部 技術一部 (正会員)

梁部側面にひび割れが発生した後、両柱基部においてもひび割れが発生した。その後最大荷重では、梁部側面に発生したひび割れが斜め 45 度方向に進展すると同時に開き出し、梁下面中央に大きな剥離が生じせん断破壊に至った。

3. 解析概要

3.1 解析手法

RC ラーメン実験供試体 No. 1~3 を対象として、FEM（有限要素法）による 2 次元弾塑性解析を実施した。荷重条件としては梁端部において水平方向の強制荷重を単調漸増変位として与えた。また、境界条件はフーチング下面を完全固定とした。

3.2 材料モデル

解析で適用した要素特性としては、コンクリートには平面応力要素、鉄筋にはトラス要素を用い、鉄筋とコンクリートは完全付着とした。表-1 にコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示す。各材料の降伏基準としては、コンクリートの圧縮域には、Drucker-Pragar の降伏基準を、引張域には最大主応力基準を用いた。また、鉄筋には Von-Mises の降伏基準を用いた。

図-3 にコンクリートの応力-ひずみモデルを示す。圧縮上昇域では圧縮強度まで 2 次放物線とし、その後は応力が一定でひずみのみが増加するモデルを、引張域では引張強度に達するとひび割れが発生し、その後 ϵ_t ($\epsilon_t = \sigma_{sy}/E_s = 2000 \mu$)²⁾ まで直線的に応力が減少するモデルを用いた。なお、ひび割れについては離散ひび割れモデルを用いた。また、図-4 に鉄筋の応力-ひずみモデルを示す。鉄筋降伏強度に達した後のひずみ硬化を考慮したトリリニアモデルを用いた。せん断モデルにおいてはひび割れ発生後のせん断応力伝達力を 20%³⁾ と一定の値として採用した。

図-5 に本解析における要素分割図を示す。解析における評価をし易いように、できるだけ正方形となるように分割を行った。1 要素は、

表-1 材料特性

供試体	コンクリート		鉄筋			
	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	降伏強度: N/mm ² (降伏ひずみ: μ)			
			D4	D6	D10	D13
No.1	27.4	2.83	/	380 (1810)	398 (1895)	399 (1900)
No.2	27.4	2.83	342 (1630)	357 (1702)	398 (1895)	375 (1786)
No.3	30.6	2.54				

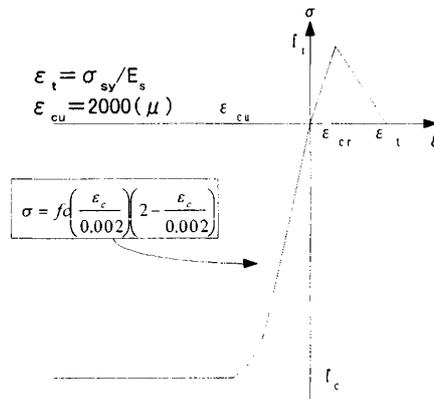


図-3 コンクリートの応力-ひずみモデル

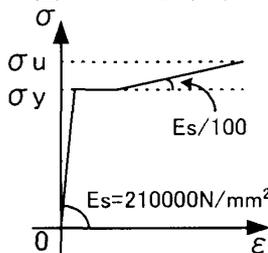


図-4 鉄筋の

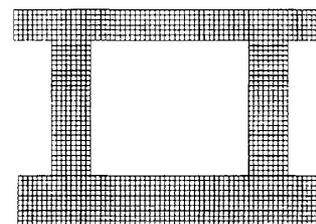


図-5 解析モデル

の要素分割

縦 41.6mm, 横 39.0mm で、分割数はおおよそ 1300 分割である。

4. 解析結果および考察

ここでは代表的解析例として帯鉄筋を有する No. 1, 2 について実験結果との対比を行う。また、No. 3 供試体については荷重-水平変位、主鉄筋ひずみ分布ともに No. 1, 2 と同様の結果が得られている。

4.1 No. 1 供試体

(1) 荷重-水平変位関係

図-6 に No. 1 供試体における荷重-水平変位関係および梁・柱主鉄筋降伏点を示す。解析は実験よりも初期勾配が大きくなっているものの、最大荷重付近までは同じような挙動が得ら

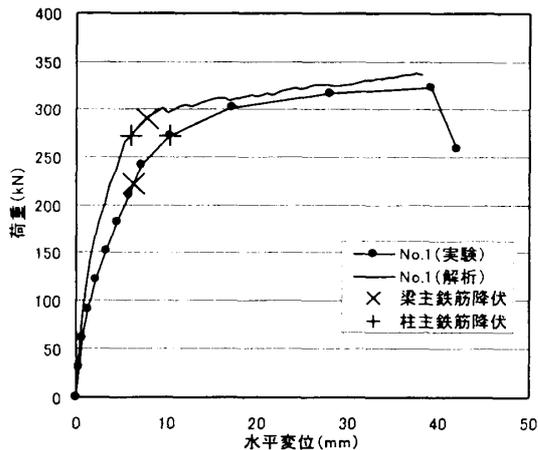


図-6 荷重-水平変位関係 (No. 1)

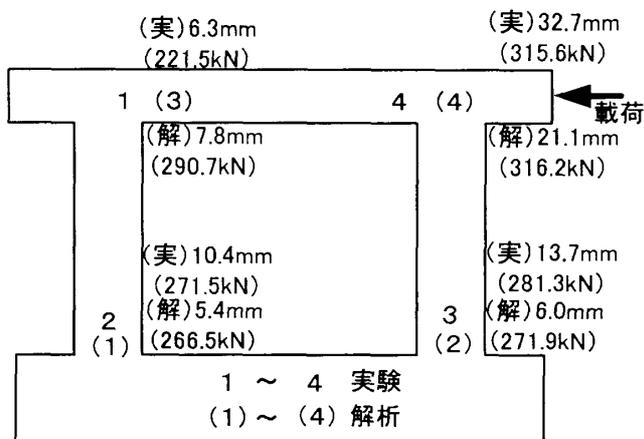


図-7 塑性ヒンジの形成 (No. 1)

れていることが分かる。また、主鉄筋降伏については、梁主鉄筋の降伏に違いが見られたものの、柱主鉄筋においてはほぼ同じ荷重で降伏に達していることが確認できた。塑性ヒンジの形成を図-7に示す。実験・解析ともに、梁端部および柱基部の主鉄筋降伏により4つの塑性ヒンジの形成が確認されたが、実験と解析で降伏順序が異なる結果となった。

(2) 鉄筋ひずみ分布

図-8に実験において梁主鉄筋ひずみを測定した箇所を示す。実験・解析で同位置による梁主鉄筋ひずみを比較した結果を図-9および図-10に示す。ここに、梁端部は反載荷側梁端部を基準点としている。上側主鉄筋では、反載荷側に引張ひずみが進展しており、下側主鉄筋においては、載荷側に引張ひずみが進展していることが確認できた。一方、反載荷側下主鉄筋お

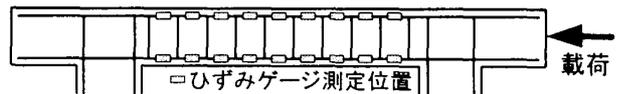


図-8 主鉄筋ひずみゲージ測定位置

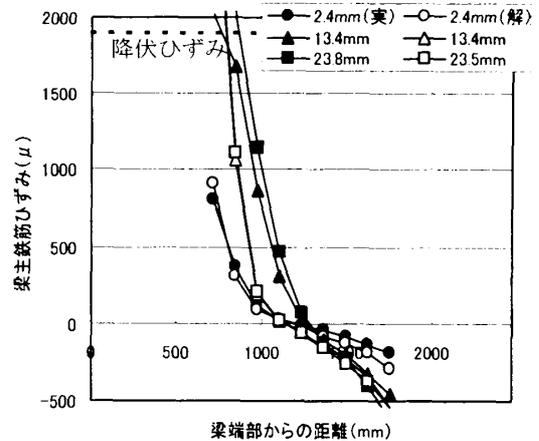


図-9 梁上主鉄筋ひずみ分布 (No. 1)

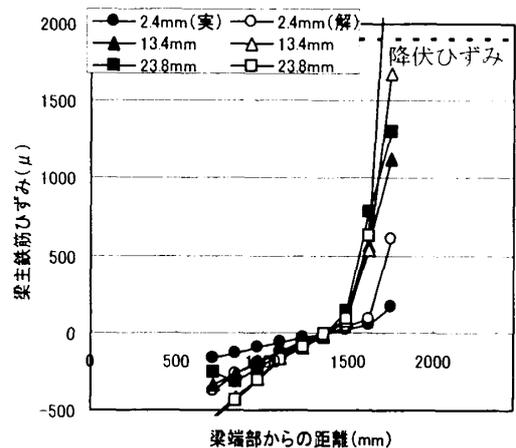


図-10 梁下主鉄筋ひずみ分布 (No. 1)

よび載荷側上主鉄筋では圧縮ひずみが発生している。

図-11に梁帯鉄筋ひずみの測定箇所を示す。帯鉄筋においても、実験・解析で同位置により比較を行い、その結果を図-12に示す。帯鉄筋ひずみ分布を見ると、梁両端部において、ひずみが進展している。よって、せん断損傷が梁両端部において生じていることが考えられる。

4.2 No. 2 供試体

(1) 荷重-水平変位関係

図-13にNo. 2供試体における荷重-水平変位関係および梁・柱主鉄筋降伏点を示す。No. 1, 2における初期勾配の違いに関しては、実験時

に柱基部の鉄筋の拔出しが生じているためと考えられる。No. 2 では、柱基部の回転を測定したため、その補正を行った結果、実験と解析の傾きは概ね一致した。

(2) 鉄筋ひずみ分布

図-14 に No. 2 供試体における帯鉄筋ひずみ分布を示す。No. 1 と同様の傾向を示しているが、反載荷側において帯鉄筋が降伏に達していない。No. 1 供試体よりも早い段階でせん断破壊に至っているため、反載荷側が降伏に至る前にせん断破壊が生じたものと考えられる。

5. せん断耐力について

5.1 梁部における主引張ひずみ

実験では最終的な破壊として、せん断ひび割れが確認できた。そこで、解析においてどのような損傷が生じているのかを調べるため、図-15 に変位21mm時における載荷点側梁端部での主引張ひずみ分布を示す。実験においてせん断損傷が生じた箇所斜め方向にひずみが発生していることが確認できた。せん断損傷を生じる際に、斜め方向の引張力によりひび割れが進展するものと考えられるので、このひずみに沿った断面をせん断損傷断面と仮定した。

5.2 せん断損傷仮定断面について

図-16 にせん断損傷仮定断面での主引張ひずみを示す。ここでは、梁下面を梁高0mm、梁上面を梁高250mmとしている。主引張ひずみにおいて上面部、中間部、下面部においてひずみが大きく発生していることが確認できた。せん断損傷仮定断面は、ひずみの進展方向の違いから曲げ損傷の影響も含まれていると考えられる。ここでは、せん断損傷に対する評価を目的としているので、せん断損傷を明確に定義する必要がある。よって、以下にそれぞれの挙動について考察を行った。

(1) 梁上面部について

図-17 にせん断損傷仮定断面の圧縮ひずみを示す。上面において圧縮ひずみが大きく発生

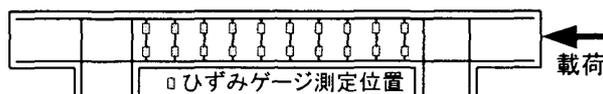


図-11 帯鉄筋ひずみゲージ測定位置

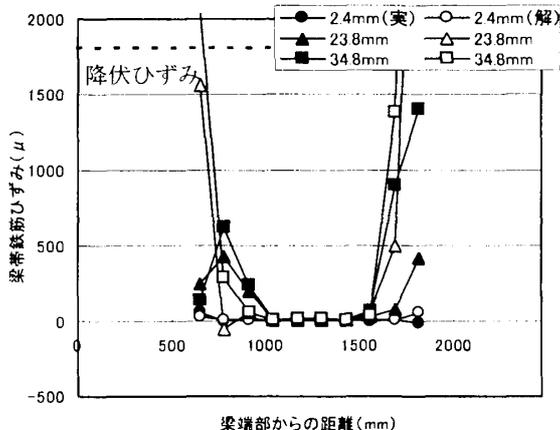


図-12 梁帯鉄筋ひずみ分布 (No. 1)

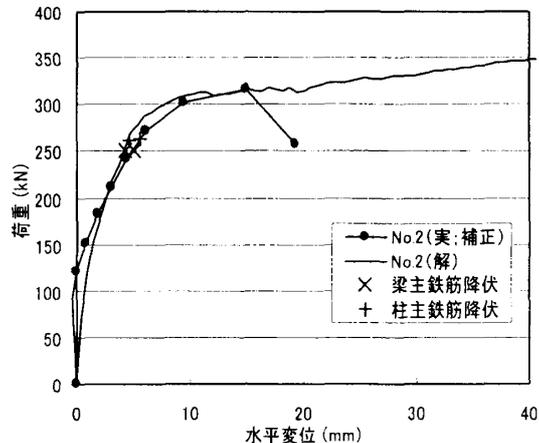


図-13 荷重-水平変位関係 (No. 2)

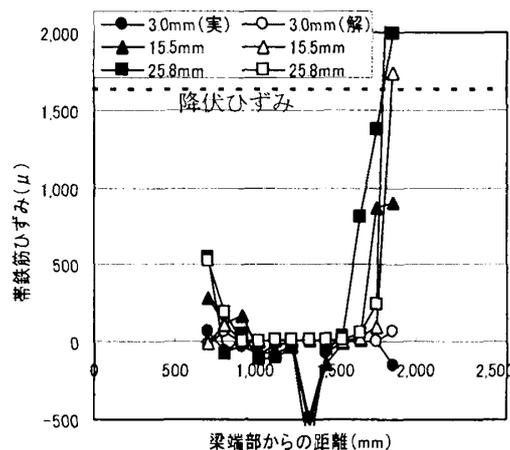


図-14 梁帯鉄筋ひずみ分布 (No. 2)

していることが確認できた。圧縮ひずみは水平方向に発生しているため、圧縮作用の影響により鉛直方向に引張力が作用していると考えられ

る。この圧縮作用は、曲げによる挙動であるので、梁上面においてはせん断損傷ではないと考えられる。後述するせん断耐力の算定において梁上面部を除外する。

(2) 梁中間部について

図-16 では、梁高 80~210mm においてひずみが進展している。梁主鉄筋降伏変位 4.3mm 付近からひずみの増加が始まり、その後も進展していることが確認できた。このことから、梁高 80~210mm の部分においてせん断損傷が発生していると考えられる。

(3) 梁下面部について

梁下面は曲げによる引張領域となっているが、2000 μ を超えた後、ひずみの増加傾向が鈍くなっている。ここで、図-18 は梁下主鉄筋ひずみを示しており、コンクリートひずみの増加傾向が鈍くなった変位 8.4mm 時において、主鉄筋ひずみが急激に増加し始めることが分かる。このことから変位 8.4mm 以降、梁下主鉄筋が負担し始めていることが分かる。よって、梁下面においてはせん断損傷ではないと考えられる。後述するせん断耐力の算定において梁下面部を除外する。

5.3 せん断耐力の算定

(1) せん断耐力算定方法

梁部でのせん断損傷断面を主引張ひずみより想定したが、次にこの断面内における負担せん断力を算出した。そこでせん断損傷はせん断ひびわれ面にほぼ垂直に作用する主引張応力により発生すると考え、コンクリートの負担せん断力 (V_c) は、せん断損傷仮定断面に生じる主引張応力の平均を求め、式 (1) により算出した。このとき、ひずみ分布を評価した結果により、せん断損傷は梁中間部 (上主鉄筋と下主鉄筋の間隔) であると考えて算出した⁴⁾。

$$V_c = f_1 \cdot b \cdot j \cdot d \cdot \cot \theta \quad (1)$$

ここに、 f_1 : 主引張応力、 b : 梁幅、 j : せん断損傷高さに対する係数、 d : せん断損傷高さ ($j \cdot d = 180\text{mm}$)、 θ : ひびわれの傾斜角

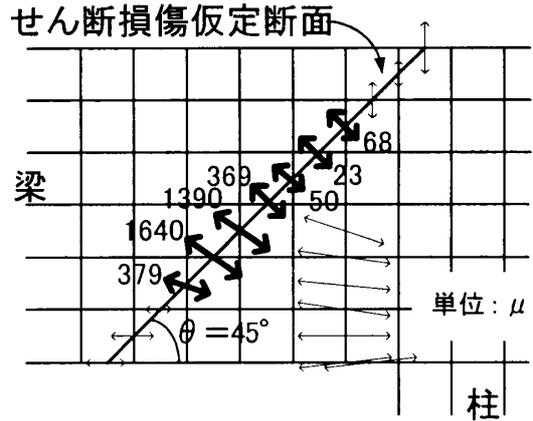


図-15 主引張ひずみ分布

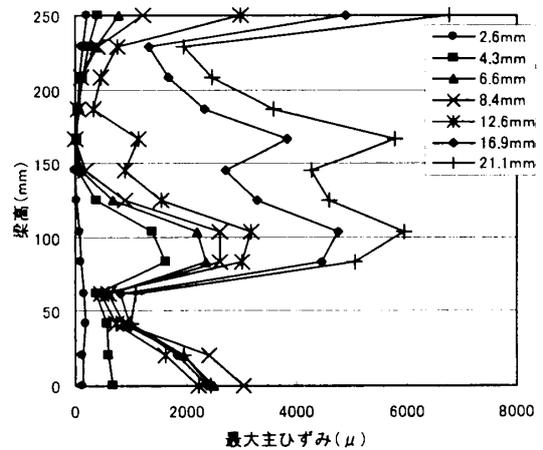


図-16 せん断損傷仮定断面における主引張ひずみ

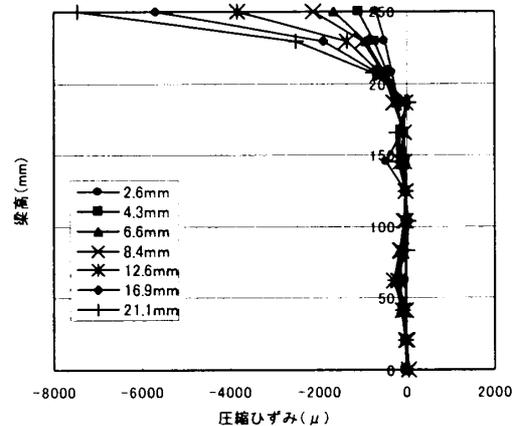


図-17 せん断損傷仮定断面における圧縮ひずみ

また、鉄筋の負担せん断力 (V_s) は、仮定したせん断損傷断面と交わる帯鉄筋のひずみより作用平均応力を求め、式 (2) により算出した。

$$V_s = f_v \cdot A_v / s \cdot j \cdot d \cdot \cot \theta \quad (2)$$

ここに、 f_v : せん断鉄筋作用応力、 A_v : 帯鉄筋断面積、 s : 帯鉄筋の間隔

(2) せん断力算出結果

変位 23mm 時における主引張応力を図-19 に、各せん断力と水平変位の関係を図-20 に示す。梁主鉄筋降伏以降に、コンクリートせん断力低下の減少が見られた。また、コンクリートせん断力の減少に伴って帯鉄筋負担せん断力が増加しており、帯鉄筋降伏後せん断破壊に至るものと考えられる。

6. まとめ

RC ラーメン橋脚梁部のせん断損傷を解析的に検討した結果を以下に示す。

- 1) 荷重-水平変位関係において、実験・解析ともに、最大荷重付近までは同様の傾向が得られており、鉄筋の抜出しを補正することによって概ね一致した結果が得られた。
- 2) 曲げ損傷によって、梁および柱の主鉄筋が降伏し、梁両端部・両柱基部において 4 箇所の塑性ヒンジが形成された。しかし、実験と解析で発生順序が異なる結果となった。
- 3) 仮定したせん断損傷断面において、全供試体とも、梁主鉄筋降伏以降にコンクリートの発生せん断力が低下する傾向が見られた。
- 4) コンクリートの発生せん断力の低下に伴い、変位 13mm 付近から No. 1, 2 ともコンクリートせん断力低下を補うように帯鉄筋負担せん断力が増加する。
- 5) No. 1, 2 供試体ともに、帯鉄筋降伏変位においてコンクリートせん断力が大きく低下するため、せん断破壊現象に対応すると考えられる。

参考文献

- 1) 小泉秀之, 睦好宏史, 小西由人, 藤田亮一: RC1 層ラーメン橋脚梁部の耐震補強に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 1, pp. 895-900, 2001. 6
- 2) DIANA User manual Release7,1998
- 3) 伊藤彰浩, 岐阜大学工学部土木工学科, コンクリート工学研究室: 鉄筋コンクリート部材

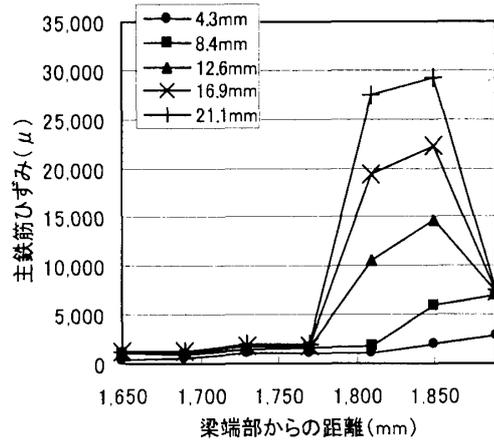


図-18 梁下主鉄筋ひずみ

$$f_t = (1.80 - 0.35 + 0.24 + 0.24 + 1.10 + 0.55 + 1.04) / 7 = 0.66$$

$$V_c = \frac{0.66 \times 180 \times 310}{1000} = 36.8 (kN)$$

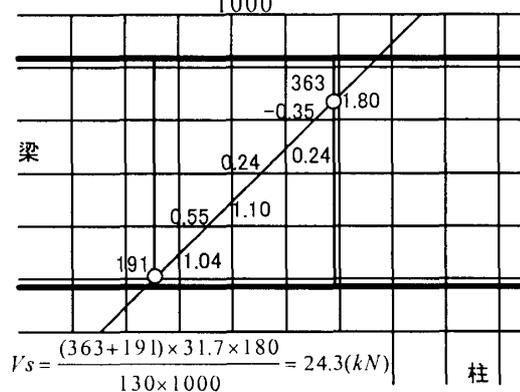


図-19 変位 23mm 時における主引張応力

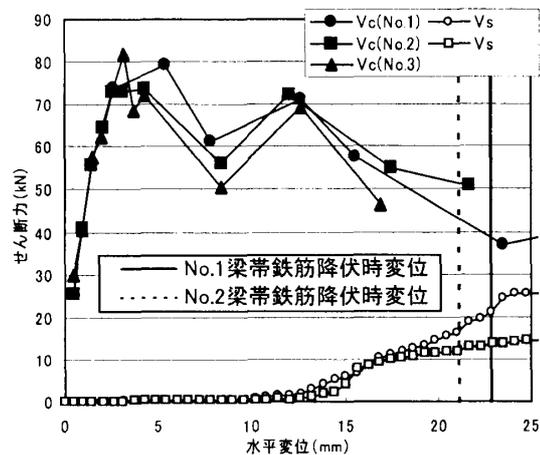


図-20 発生せん断力

の FEM 解析に関する卒業研究, 平成 11 年 2 月 9 日

- 4) Collins, M.P. et.al. PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES, pp.338-359, Prentice-Hall, 1991